

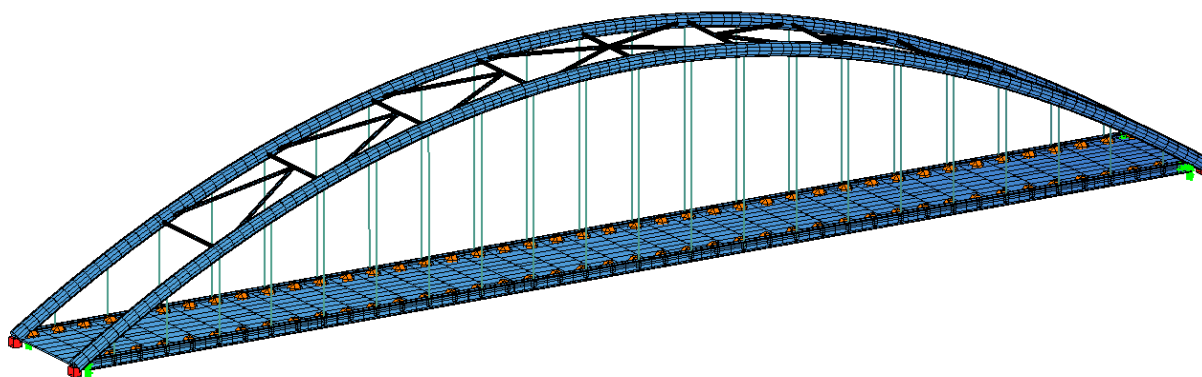


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΜΕΛΕΤΗ ΟΔΙΚΗΣ ΤΟΞΩΤΗΣ ΚΟΙΛΑΔΟΓΕΦΥΡΑΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Εμμανουήλ Α. Ελένας

Επιβλέπων Καθηγητής: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Ιούνιος 2019

ΕΜΚ ΜΕ 2019/04

Ελένας Ε. Α. (2019).
Μελέτη οδικής τοξωτής κοιλαδογέφυρας από χάλυβα
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2019/04
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Elenas E. A. (2019).
Design of an arched steel over-bridge
Master Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2019/04
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	7
1.1 Γενικά στοιχεία τοξωτών γεφυρών	7
1.2 Γενικά στοιχεία σχεδιασμού τοξωτής γέφυρας	8
1.2.1 Αυγηρότητα	8
1.2.2 Βάσεις σχεδιασμού	9
1.3 Τεχνική Περιγραφή	12
1.4 Παρουσίαση λογισμικού	13
1.5 Υλικά	14
1.5.1 Δομικός χάλυβας	14
1.5.2 Σκυρόδεμα και χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος	14
1.5.3 Χάλυβας καλωδίων	15
1.5.4 Κοχλίες	15
2 Φορτία – Συνδυασμοί Φορτίσεων	17
2.1 Γενικά	17
2.2 Μόνιμες δράσεις	17
2.3 Μεταβλητές δράσεις	17
2.3.1 Φορτία κυκλοφορίας	17
2.3.2 Φορτία Ανέμου	20
2.3.3 Φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών	33
2.4 Σεισμικά Φορτία	35
2.5 Συνδυασμοί φορτίσεων	39
2.5.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)	39
2.5.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)	40
3 Σχεδιασμός της κατασκευής	43
3.1 Στοιχεία φέροντος οργανισμού	43
3.1.1 Τόξα	43
3.1.2 Κύριες δοκοί	43
3.1.3 Διαδοκίδες – Κατάστρωμα	43
3.1.4 Αναρτήρες	44
3.2 Κατάταξη διατομών	44
3.3 Περιγραφή ελέγχων	47
3.3.1 Αντοχή σε εφελκυσμό	47
3.3.2 Αντοχή σε θλίψη – Λυγισμός μελών	47
3.3.3 Αντοχή σε διάτμηση	48
3.3.4 Αντοχή σε κάμψη	48
3.3.5 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός	49
3.3.6 Έλεγχος βελών	50
4 Στατική και δυναμική ανάλυση - διαστασιολόγηση του φορέα	51
4.1 Προσομοίωμα ανάλυσης	51
4.2 Διαστασιολόγηση	55
4.2.1 Διαδοκίδες	55
4.2.2 Κύριες δοκοί	60
4.2.3 Τόξα	62

4.2.4	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	69
4.2.5	Αναρτήσεις	73
4.2.6	Πλάκα καταστρώματος	74
4.3	Προμέτρηση	76
5	Κατασκευή – Ανέγερση.....	79
5.1	Μέθοδος προβολοδόμησης με ανάρτηση	79
5.2	Ανάλυση των φάσεων κατασκευής	80
6	Κόπωση αναρτήρων λόγω αεροδυναμικών επιρροών.....	87
6.1	Προσομοίωμα καλωδίου	87
6.2	Έλεγχος κόπωσης λόγω αποκόλλησης στροβίλων.....	89
6.3	Έλεγχος κόπωσης λόγω αλληλεπίδρασης ανέμου – βροχής	92
7	Συνδέσεις	97
7.1	Σύνδεση καλωδίου με κύρια δοκό.....	97
7.2	Αποκατάσταση συνέχειας κύριας δοκού	99
7.3	Σύνδεση τόξου με συνδέσμους δυσκαμψίας	99
7.4	Σύνδεση δευτερεύουσας με κύρια δοκό	102
7.5	Στήριξη τόξων	103
8	Εφέδρανα.....	107
8.1	Εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς (pot bearings)	107
8.2	Διαστασιολόγηση	108
9	Απώλεια καλωδίου	111
10	Βιβλιογραφία	113

Μελέτη οδικής τοξωτής κοιλαδογέφυρας από χάλυβα

Ελένας Α. Ε. (Επιβλέπων Καθηγητής: Ι. Βάγιας)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση μιας γέφυρας μήκους 172 m. Μετά από διερεύνηση, επιλέχτηκε η λύση της τοξωτής γέφυρας από χάλυβα με κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η ανάλυση υλοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού SOFiSTiK 2018 με βάση τους Ευρωκώδικες 0, 1, 2, 3, 4, 8 και τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα. Η εργασία αποτελείται από 8 Κεφάλαια τα οποία συνοπτικά περιγράφονται παρακάτω.

Στο 1ο Κεφάλαιο αναφέρονται τα εισαγωγικά στοιχεία περί τοξωτών γεφυρών και περιγράφεται η κατασκευή που μελετάται. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα υλικά και το λογισμικό που χρησιμοποιείται.

Στο 2ο Κεφάλαιο υπολογίζονται τα φορτία που δρουν στη γέφυρα σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1, καθώς και οι συνδυασμοί φόρτισης που προβλέπονται από τον κανονισμό οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της κατασκευής.

Στο 3ο Κεφάλαιο περιγράφονται τα επιμέρους στοιχεία του φέροντα οργανισμού και η επιλογή αυτών. Επιπλέον, αναφέρονται οι έλεγχοι που διενεργήθηκαν.

Στο 4ο Κεφάλαιο περιγράφεται το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση καθώς επίσης οι έλεγχοι των στοιχείων και η διαστασιολόγηση αυτών σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.

Στο 5ο Κεφάλαιο αναλύονται η μέθοδος ανέγερσης και οι φάσεις κατασκευής της γέφυρας.

Στο 6ο Κεφάλαιο πραγματοποιείται έλεγχος κόπωσης των αναρτήρων λόγω αεροδυναμικών επιρροών. Πιο συγκεκριμένα εξετάζονται τα φαινόμενα λόγω αποκόλλησης στροβίλων και λόγω αλληλεπίδρασης ανέμου – βροχής.

Στο 7ο Κεφάλαιο υπολογίζονται οι συνδέσεις με τα προγράμματα SteelCon και Robot. Ενδεικτικά, παρουσιάζονται τυπικές συνδέσεις όπως δευτερεύουσας με κύρια δοκό, τόξου με οριζόντιο σύνδεσμο δυσκαμψίας καθώς και η σύνδεση καλωδίου μέσω πείρου.

Στο 8ο Κεφάλαιο διαστασιολογούνται τα εφεδράνα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς (pot bearings) που χρησιμοποιήθηκαν στη γέφυρα.

Στο 9ο Κεφάλαιο ελέγχεται η γέφυρα για την περίπτωση απώλειας καλωδίου.

Τέλος, στο 10ο Κεφάλαιο παρουσιάζεται η βιβλιογραφία στην οποία βασίστηκε η μεταπτυχιακή εργασία.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

MASTER THESIS
EMK ME 2019/04

Design of steel arched over-bridge

Elenas A. E. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The purpose of the present master thesis is the study and the design of a bridge whose length is 172 meters. After consideration, the solution of an arched steel bridge is selected with a concrete deck. The analysis is conducted by using the program SOFiSTiK 2018, based on Eurocodes 0, 1, 2, 3, 4, 8 as well as the Greek National Annexes. The master thesis consists of 9 Chapters which are briefly described below.

In Chapter 1, some introductory information on arched bridges, are detailed and a general description of the construction and the program used in the analysis is given.

In Chapter 2, the loads that act on the bridge and the combinations used in the design are calculated according to Eurocode 1.

In Chapter 3, the elements of the structure, their role and the selection of them are described. Moreover, the tests that are used are listed.

In Chapter 4, the simulation of the building is described along with the results of the tests in the ultimate limit state and serviceability limit state, and the structural design of each element of the bridge takes place.

In Chapter 5, the erection method and the construction stages are analyzed.

In Chapter 6, the fatigue resistance of the cable connection is tested. More specifically, the aerodynamic effects that are analyzed are the vortex shedding and the interaction between wind and rain.

In Chapter 7, the connection joints are designed with the use of SteelCon and Robot. Typical connections are presented such as beam to beam simple connection, arch to horizontal links and the support plate of the cable.

In Chapter 8, the pot bearings that are used in the bridge are designed.

In Chapter 9, the bridge is checked for the case of cable failure.

Finally, in Chapter 10, the bibliography, on which this master thesis is based, is listed.

Ευχαριστίες

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνετέλεσαν, ο καθένας με τον τρόπο του, στην εκπόνηση της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας. Ευχαριστώ ιδιαιτέρως και πρωτίστως τον επιβλέποντα Καθηγητή μου κ. Ιωάννη Βάγια για την τόσο σημαντική βοήθεια και την ουσιαστική καθοδήγησή του. Οι καίριες παρατηρήσεις του τόσο σε θεωρητικό όσο και σε πρακτικό επίπεδο, συνέβαλαν αποφασιστικά στην ολοκλήρωση της μεταπτυχιακής εργασίας.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τον Επίκουρο Καθηγητή κ. Τάσο Αβραάμ και τον Λέκτορα κ. Παύλο Θανόπουλο για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της παρούσας εργασίας καθώς και για την ενασχόλησή τους με αυτήν.

Για την ανεκτίμητη υλική, αλλά κυρίως ηθική συμπαράσταση που μου προσέφεραν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την οικογένειά μου. Κλείνοντας, ευχαριστώ πολύ τους φίλους μου που υπήρξαν συνοδοιπόροι και συμπαραστές καθιστώντας το «ταξίδι» προς τη γνώση ευχάριστο και συντροφικό.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά στοιχεία τοξωτών γεφυρών

Οι τοξωτές γέφυρες αποτελούν ένα από τα πιο παλαιά είδη γεφυρών, με ιστορία πάνω από 2000 έτη. Οι Ρωμαίοι ήταν οι πρώτοι που αξιοποίησαν τις ιδιότητες του τόξου στην κατασκευή γεφυρών, ενώ και στην Ανατολή η κατασκευή τοξωτών γεφυρών ανάγεται πολλά χρόνια στο παρελθόν, για παράδειγμα η γέφυρα του Anji (Σχήμα 1.1) που κατασκευάστηκε την δεκαετία 595-605 μ.Χ., με το κεντρικό άνοιγμα να είναι στα 37 m, συνολικό μήκος τα 51 m και ύψος 7.3 m [20].



Σχήμα 1.1 Anji Bridge

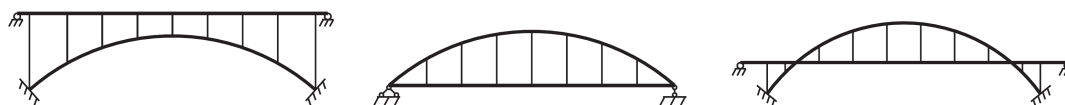
Ως τόξο ορίζεται το κυρτό στατικό μέλος που ενώνει ένα άνοιγμα, καταπονείται θλιπτικά και αναλαμβάνει τα φορτία που κινούνται πάνω από αυτό το άνοιγμα. Παραδοσιακά, οι τοξωτές γέφυρες κατασκευάζονται από πλινθοδομή με το κατάστρωμα τοποθετημένο πάνω από το τόξο. Σήμερα, με τα υλικά που διατίθενται, όπως το προεντεταμένο σκυρόδεμα και ο χάλυβας, υπάρχει η δυνατότητα για μεγαλύτερες και πιο κομψές τοξωτές γέφυρες με τα κεντρικά ανοίγματα να έχουν την δυνατότητα να φτάσουν από 400 m μέχρι 550 m. Το μεγαλύτερο άνοιγμα, 552 m, το κατέχει η γέφυρα Chaotianmen στην Κίνα (Σχήμα 1.2). Οι τοξωτές γέφυρες είναι ιδιαίτερα ανταγωνιστικές ως προς άλλες λύσεις για ανοίγματα, από 80 m μέχρι 250 m. Το κατάστρωμα μπορεί να

βρίσκεται και ενδιάμεσα ή κάτω από το τόξο (Σχήμα 1.3). Συνήθως, οι γέφυρες από σκυρόδεμα έχουν το κατάστρωμα στην άνω μεριά και οι μεταλλικές από κάτω.



Σχήμα 1.2 Chaotianmen Bridge

Λόγω του ότι τα μέλη από χάλυβα κινδυνεύουν από λυγισμό όταν βρίσκονται υπό θλίψη, το σκυρόδεμα αποτελεί αρχικά πιο σωστή επιλογή υλικού για τοξωτές γέφυρες. Παρ' όλα αυτά, συνεχώς κατασκευάζονται περισσότερες μεταλλικές τοξωτές γέφυρες. Αυτό οφείλεται στα πλεονεκτήματα του χάλυβα, όπως χαμηλό ίδιο βάρος, ολκιμότητα και ταχύτητα ανέγερσης τα όποια είναι ιδιαίτερα εμφανή κατά τη φάση κατασκευής.



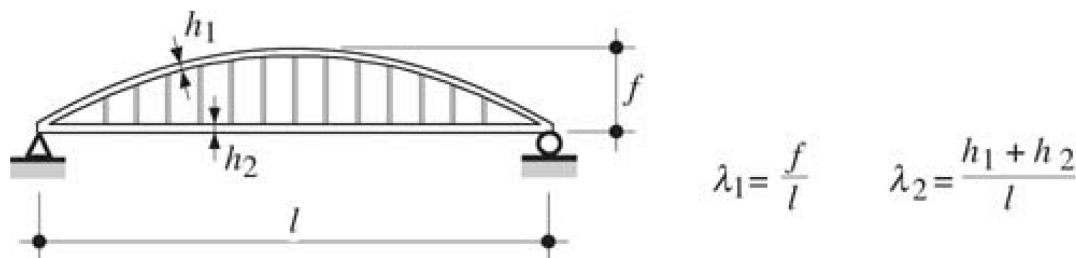
Σχήμα 1.3 Ταξινόμηση γεφυρών ανάλογα με την θέση του καταστρώματος

1.2 Γενικά στοιχεία σχεδιασμού τοξωτής γέφυρας

1.2.1 Λυγηρότητα

Η λυγηρότητα λ_l ορίζεται ως ο λόγος του συνολικού ύψους του τόξου f δια το μήκος του ανοίγματος l και παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.4. Όσο μικραίνει η λυγηρότητα της γέφυρας τόσο πιο μεγαλώνει η ευκαμψία της, ενώ μεγάλες τιμές λυγηρότητας επηρεάζουν αρνητικά την εμφάνισή της γέφυρας. Συνήθως, επιλέγεται τιμή λυγηρότητας λ_l μεταξύ 1/5 και 1/6. Η επιλογή των διαστάσεων των διατομών των τόξων και του καταστρώματος είναι εξίσου σημαντική. Μπορεί να επιλεγεί ένα λεπτό τόξο με ένα ογκώδες κατάστρωμα ή το

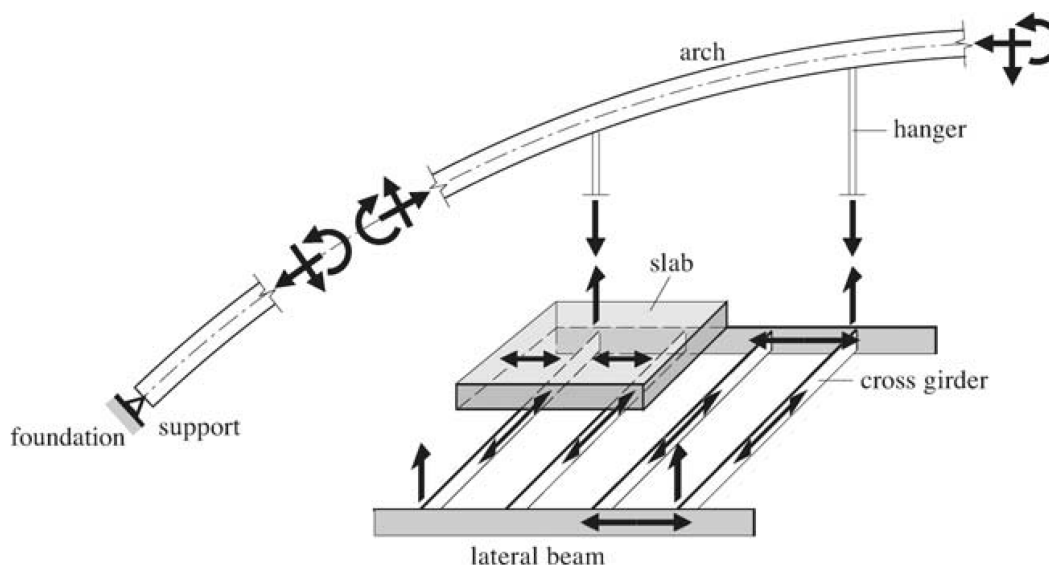
αντίθετο. Αν h_1 είναι το ύψος της διατομής που χρησιμοποιήθηκε για τα τόξα και h_2 είναι το ύψος του καταστρώματος, συχνά η τιμή του $\lambda_2 = (h_1 + h_2)/l$ βρίσκεται μεταξύ του 1/30 και 1/45.



Σχήμα 1.4 Ορισμός λυγρότητας τοξωτής γέφυρας

1.2.2 Βάσεις σχεδιασμού

Η διαδρομή των φορτίων σε μία τοξωτή γέφυρα φαίνεται στο Σχήμα 1.5 [22]. Το κατάστρωμα της γέφυρας λόγω της κάμψης στη διαμήκη και στην εγκάρσια διεύθυνση μεταφέρει τα φορτία στις δευτερεύουσες δοκούς, αυτές με την σειρά τους στις κύριες και από κει, μέσω των καλωδίων, φτάνουν στα τόξα. Τα τόξα τα οποία θλίβονται, συχνά σε συνδυασμό με κάμψη, μεταφέρουν τα φορτία στις στηρίξεις και στις θεμελιώσεις.



Σχήμα 1.5 Διαδρομή φορτίων σε τοξωτή γέφυρα

1.2.2.1 Τόξα

Τα τόξα έχουν συνήθως παραβολική μορφή, ακολουθώντας τη μορφή του διαγράμματος ροπής αμφιέριστης δοκού υπό ομοιόμορφο φορτίο και καταπονούνται από θλίψη και κάμψη. Αποτελούνται από συγκολλητές κοίλες ορθογωνικές ή κυκλικές

διατομές. Για μεγάλες διαστάσεις διατομών προβλέπονται διαμήκεις ενισχύσεις των τοιχωμάτων προς αύξηση της αντοχής έναντι κύρτωσης. Τα τόξα μπορεί να είναι παράλληλα ή κεκλιμένα ως προς την κατακόρυφο και συνδέονται μεταξύ τους με συνδέσμους μορφής X, K ή Λ για την αύξηση τόσο της ευστάθειας όσο και της δυσκαμψίας της κατασκευής. Κρίσιμη φόρτιση για τα τόξα μπορεί να είναι, εκτός της καθολικής φόρτισης ολόκληρης της επιφάνειας, αυτή του μισού ανοίγματος (αντισυμμετρική φόρτιση). Στη θέση των καλωδίων η διατομή του τόξου εφοδιάζεται με διαφράγματα για την ασφαλή παραλαβή των συγκεντρωμένων δυνάμεων. Υπάρχει η δυνατότητα κατασκευής ενός μόνο τόξου, από το οποίο αναρτάται το κατάστρωμα της γέφυρας. Σ' αυτήν την περίπτωση, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στον εκτός επιπέδου καθολικό λυγισμό.

1.2.2.2 Κατάστρωμα - Διαδοκίδες

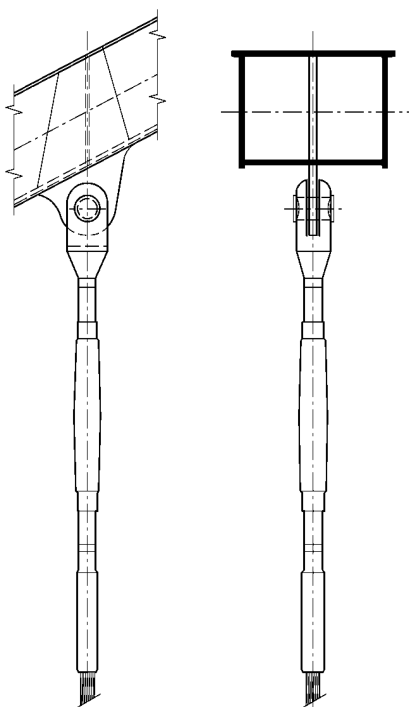
Το κατάστρωμα παραλαμβάνει τα φορτία κυκλοφορίας και δρα υπό κάμψη. Εδράζεται στις διαδοκίδες και δύναται να μην συνδέεται με τις κύριες δοκούς σε αντίθεση με τις διαδοκίδες, οι οποίες συνδέονται διατμητικά με την πλάκα σκυροδέματος μέσω διατμητικών συνδέσμων που έχουν τοποθετηθεί στο άνω πέλμα τους. Έτσι, οι διαδοκίδες έχουν σύμμικτη δράση και συνδέονται με τις κύριες δοκούς με απλές στηρίξεις τέμνουσας, ώστε να παραλαμβάνουν μόνο θετικές ροπές και να μην μεταφέρουν στρέψη στις κύριες δοκούς. Στην περίπτωση σύνδεσης των κυριών δοκών με τα τόξα, το κατάστρωμα αποτελεί ένα ρηγματωμένο στοιχείο καθώς συμβάλει στην παραλαβή ενός μέρους των εφελκυστικών δυνάμεων. Ο βαθμός ρηγμάτωσης αυξάνεται εάν το κατάστρωμα συνδεθεί με τις κύριες δοκούς.

1.2.2.3 Κύριες δοκοί

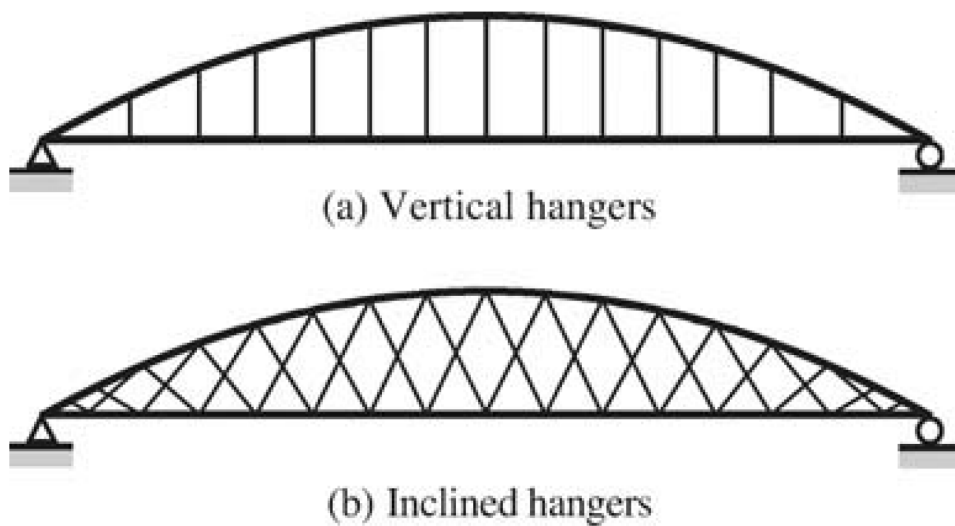
Οι κύριες δοκοί δρουν ως συνεχείς δοκοί επί ελαστικών στηρίξεων που προσφέρουν οι αναρτήρες. Διαμορφώνονται από συγκολλητές διατομές I και συνδέονται μεταξύ τους με τις διαδοκίδες που τοποθετούνται ανά 3 m - 4 m σε θέσεις που υπάρχουν αναρτήρες. Αυτή η πυκνή διάταξη περιορίζει το άνοιγμα της πλάκας που στηρίζεται στις διαδοκίδες. Έτσι, οι κύριες δοκοί φορτίζονται από τις διαδοκίδες και στηρίζονται στους αναρτήρες. Στην περίπτωση που το κατάστρωμα δεν συνδέεται με τις κύριες δοκούς, αυτές δεν έχουν σύμμικτη δράση και δεν επηρεάζονται από τις συστολοδιαστολές θερμοκρασιακών μεταβολών ή χρόνιων παραμορφώσεων του σκυροδέματος.

1.2.2.4 Αναρτήρες

Οι αναρτήρες τοποθετούνται συνήθως κάθε 3-4 διαδοκίδες και αποτελούνται από συμπαγείς ράβδους κυκλικής διατομής διαμέτρου 50 mm - 140 mm ή από καλώδια. Οι συνδέσεις, στο άνω άκρο με το τόξο και στο κάτω άκρο με την κύρια δοκό ή την διαδοκίδα, πραγματοποιείται με κομβοέλασμα κατάλληλης γεωμετρίας, ώστε να αποφεύγεται η συγκέντρωση τάσεων και να μειώνεται ο κίνδυνος κόπωσης (Σχήμα 1.6). Συνηθίζεται, τα πάνω και κάτω κομβοελάσματα να τοποθετούνται με διαφορετικές κατευθύνσεις και πιο συγκεκριμένα, το ένα κάθετα στο άλλο. Οι αναρτήρες έχουν μικρή απόσβεση και είναι ευαίσθητοι σε ταλαντώσεις λόγω ανέμου, παγετού ή στον συνδυασμό ανέμου-βροχής. Οι αναρτήρες μπορούν να τοποθετηθούν κάθετα ή κεκλιμένα ως προς την κατακόρυφο (Σχήμα 1.7). Οι κεκλιμένοι αναρτήρες οδηγούν σε καλύτερη κατανομή των ροπών κάμψης στο τόξο λόγω των φορτίων κυκλοφορίας [22].



Σχήμα 1.6 Σύνδεση αναρτήρα με τόξο σε όψη και τομή



Σχήμα 1.7 Διάταξη αναρτήρων

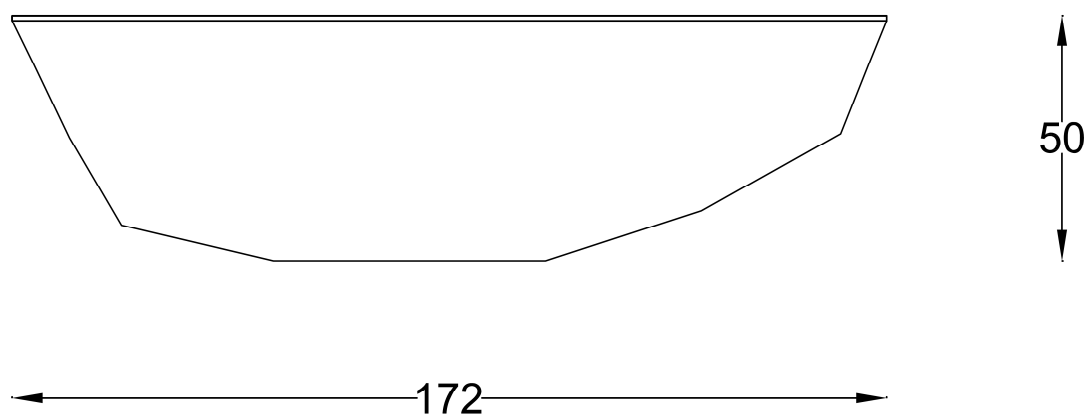
1.2.2.5 Κατασκευή

Καθώς τα τόξα δεν μπορούν να αναλάβουν φορτία μέχρι να κλείσει η κορυφή τους, στην πρώτη φάση της ανέγερσης, κατασκευάζονται με την βοήθεια προσωρινής στήριξης στην τελική τους θέση ή σε κάποια γειτονική, και στη συνέχεια μεταφέρονται με γερανούς ή φορτηγίδες. Κατόπιν, τοποθετούνται οι αναρτήρες, οι κύριες δοκοί και οι διαδοκίδες.

Στην τελική φάση πραγματοποιείται η σκυροδέτηση του καταστρώματος. Στις ενδιάμεσες φάσεις κατασκευής προβλέπεται η χρήση προσωρινών ορθοστατών, για την παραλαβή θλιπτικών δυνάμεων, καθώς οι αναρτήρες, πριν την τελική τοποθέτηση, δεν καταπονούνται από εφελκυσμό με κίνδυνο να λυγίσουν.

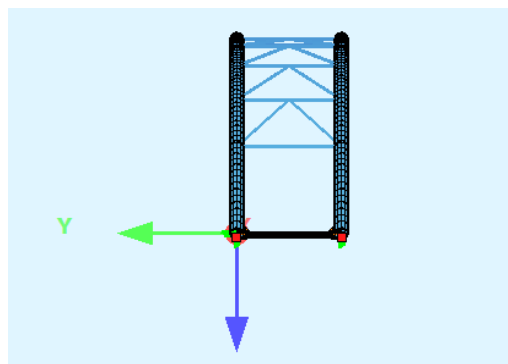
1.3 Τεχνική Περιγραφή

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση γέφυρας που θα αποτελεί τμήμα του αυτοκινητοδρόμου Θεσσαλονίκης – Σόφια και θα ενώνει τα 2 άκρα χαράδρας με μήκος 172 m και ύψος 50 m, όπως παρουσιάζεται στο παρακάτω Σχήμα 1.8.

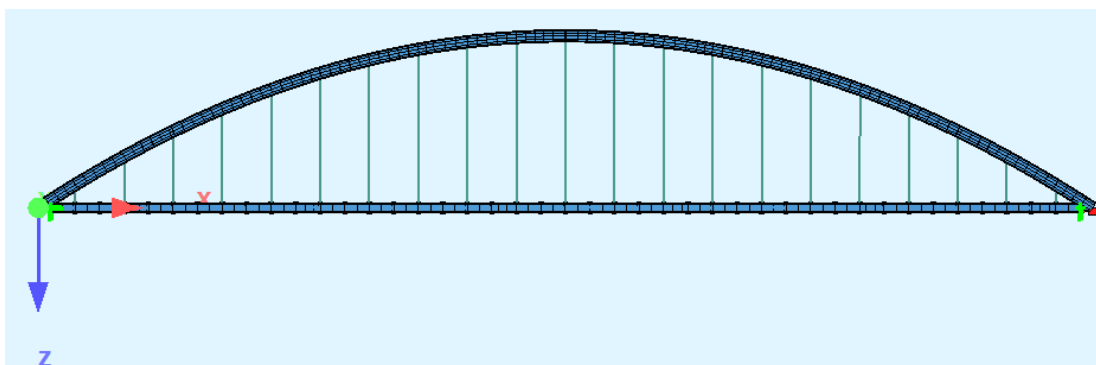


Σχήμα 1.8 Σκαρίφημα ανοίγματος [m]

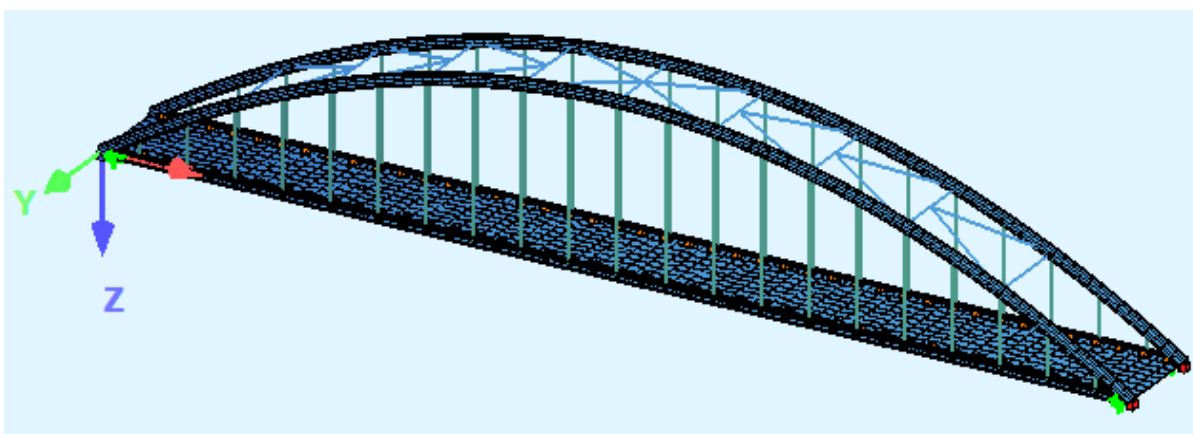
Επιλέχθηκε μεταλλική τοξωτή γέφυρα με 2 παράλληλα τόξα και κάθετους αναρτήρες αποτελούμενους από καλώδια. Ο φορέας λειτουργεί ως καθαρό τόξο, δηλαδή τα τόξα δεν συνδέονται απ' ευθείας με τις κύριες δοκούς αλλά λειτουργούν ως αυτόνομοι φορείς με ανεξάρτητη έδραση. Στα άκρα των κυρίων δοκών τοποθετούνται Pot Bearings. Η απόσταση των 2 τόξων είναι 15 m. Στα Σχήματα 1.9 και 1.10 προβάλλονται 2 όψεις της κατασκευής, στη φορά της κυκλοφορίας (διαμήκης διεύθυνση) και κάθετα σε αυτή (εγκάρσια διεύθυνση), ενώ στο Σχήμα 1.11 παρουσιάζεται η τριδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής.



Σχήμα 1.9 Όψη γέφυρας στη φορά της κυκλοφορίας



Σχήμα 1.10 Όψη γέφυρας στην εγκάρσια διεύθυνση



Σχήμα 1.11 Τριδιάστατη απεικόνιση της γέφυρας

1.4 Παρουσίαση λογισμικού

Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία για το σχεδιασμό και την ανάλυση της κατασκευής είναι το SOFiSTiK 2018 σε συνεργασία με το γραφικό περιβάλλον του Autocad 2018 μέσω του Sofiplus-X 2018. Το SOFiSTiK αποτελεί ένα λογισμικό για τη στατική και δυναμική ανάλυση κατασκευών το οποίο στηρίζεται στη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων και παρέχει πληθώρα δυνατοτήτων στον μελετητή [18]. Πρόκειται για μια σειρά υποπρογραμμάτων που συνεργάζονται μεταξύ τους κάτω από μια κοινή βάση δεδομένων. Σε κάθε στάδιο ο χρήστης έχει πλήρη εποπτεία των δεδομένων και των αποτελεσμάτων με σημαντικά περιθώρια παραμετροποίησης κάτι που απαιτεί προσεκτική μελέτη των παραδοχών και διεξοδικό έλεγχο στην εισαγωγή δεδομένων, καθώς μια παράλειψη μπορεί να οδηγήσει σε αποτελέσματα που απέχουν από την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής. Τα σημαντικότερα υποπρογράμματα που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα εξής:

1. Aqua: Εισαγωγή της γεωμετρίας και του υλικού των διατομών που χρησιμοποιούνται στο προσομοίωμα της κατασκευής και υπολογισμός των απαραίτητων μεγεθών όπως, ροπή αδράνειας, εμβαδόν και ροπές αντίστασης. Περιλαμβάνει βάση δεδομένων τυποποιημένων πρότυπων διατομών.
2. Ase: Στατική ανάλυση του φορέα.
3. Maxima: Δημιουργία των συνδυασμών των φορτίσεων καθώς και των περιβαλουσών για τα στατικά αλλά και τα σεισμικά φορτία και εντοπισμός των δυσμενέστερων εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών.
4. Dyna: Δυναμική ανάλυση του φορέα, εύρεση ιδιομορφών.
5. Ella: Προσδιορισμός και ανάλυση κινητών φορτίων.
6. Aqb: Διαστασιολόγηση των διατομών που σχεδιάστηκαν με το Aqua.
7. Bemess: Διαστασιολόγηση επιφανειακών φορέων.

1.5 Υλικά

1.5.1 Δομικός χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε στα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S355, κατά το Πρότυπο EN 10025-2, με τα όρια διαρροής και θραύσης που παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.1.

Πίνακας 1.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα

Ποιότητα κατά EN 10025-2	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$t \geq 40$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S355	355	510	355	470

Οι τιμές σχεδιασμού για τα κύρια χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι τα ακόλουθα:

Μέτρο ελαστικότητας:	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο διάτμησης:	$G = 81000 \text{ N/mm}^2$
Λόγος Poisson:	$\nu = 0.3$
Ειδικό βάρος:	$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Συντελεστής ασφαλείας υλικού:	$\gamma_M = 1.0$

1.5.2 Σκυροδέμα και χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος

Η κατηγορία σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε είναι C35/45, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2, με τις τιμές αντοχής και μέτρου ελαστικότητας που παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.2.

Πίνακας 1.2 Τιμές αντοχών σκυροδέματος [MPa]

Ποιότητα σκυροδέματος	f_{ck}	$f_{ck,cube}$	f_{cm}	f_{ctm}	$f_{ctk 0.05}$	$f_{ctk 0.95}$
C35/45	35	45	43	3.2	2.2	4.2

Οι τιμές σχεδιασμού για τα κύρια χαρακτηριστικά του σκυροδέματος, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι τα ακόλουθα:

Μέτρο ελαστικότητας:	$E = 34000 \text{ N/mm}^2$
Λόγος Poisson:	$\nu = 0.2$
Ειδικό βάρος:	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Συντελεστής ασφαλείας υλικού:	$\gamma_M = 1.5$

Ο οπλισμός του σκυροδέματος είναι κατηγορίας S500 σύμφωνα με την ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10080 και τις ελληνικές προδιαγραφές ΕΛΟΤ 959, με όριο διαρροής $f_y = 500 \text{ MPa}$ και συντελεστή ασφαλείας υλικού $\gamma_M = 1.15$.

1.5.3 Χάλυβας καλωδίων

Για την κατασκευή των καλωδίων χρησιμοποιήθηκε προεντεταμένος χάλυβας Y 1570 CA. Το όριο διαρροής είναι 1300 MPa ενώ το όριο θραύσης, 1570 MPa . Οι τιμές σχεδιασμού για τα κύρια χαρακτηριστικά του προεντεταμένου χάλυβα, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι τα ακόλουθα:

Μέτρο ελαστικότητας:	$E = 160000 \text{ N/mm}^2$
Λόγος Poisson:	$\nu = 0.3$
Ειδικό βάρος:	$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Συντελεστής ασφαλείας υλικού:	$\gamma_M = 1.15$

1.5.4 Κοχλίες

Οι κατηγορίες των κοχλίων καθορίζονται από το όριο διαρροής f_{yb} και τη εφελκυστική αντοχή f_{ub} . Στη γεφυροποιία επιβάλλεται η χρήση προεντεταμένων κοχλίων λόγω των καταπονήσεων σε κόπωση και του ελέγχου των παραμορφώσεων. Συνήθως προτιμούνται κοχλίες υψηλής αντοχής. Στον Πίνακα 1.3 παρουσιάζονται οι κατηγορίες σύμφωνα με τον EN 1993-1-8. Η ποιότητα συμβολίζεται με δύο αριθμούς ως εξής:

1ος αριθμός: $1/100$ της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} [MPa].

2ος αριθμός: ο λόγος του ορίου διαρροής προς την εφελκυστική αντοχή $\times 10$.

Πίνακας 1.3 Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής και εφελκυστικής αντοχής για κοχλίες

Ποιότητα κοχλίων	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [MPa]	240	300	480	640	900
f_{ub} [MPa]	400	500	600	800	1000

2 Φορτία – Συνδυασμοί Φορτίσεων

2.1 Γενικά

Η διάρκεια ζωής σχεδιασμού των γεφυρών ορίζεται συμβατικά στα 100 χρόνια. Οι βασικές απαιτήσεις ασφάλειας, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας θα πρέπει να ικανοποιούνται καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Ειδικά για τον σχεδιασμό, υπάρχει διάκριση μεταξύ 2 οριακών καταστάσεων:

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ).
2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ).

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων και του φορέα. Αφορούν απώλεια στατικής ισορροπίας, υπέρβαση αντοχών διατομών ή συνδέσεων, ευστάθεια μελών, αστοχία λόγω κόπωσης αλλά και αστοχία θεμελίωσης ή εδάφους. Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας σχετίζονται με τη λειτουργία του φορέα υπό συνθήκες ομαλής χρήσης, την άνεση των χρηστών και την εμφάνιση του έργου, ενώ αφορούν παραμορφώσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις σκυροδέματος και περιορισμό των τάσεων [4].

Σύμφωνα με τον EN 1990, οι δράσεις κατατάσσονται ανάλογα με τη διάρκεια και την πιθανότητα εμφάνισης, στις ακόλουθες κατηγορίες [5]:

1. Μόνιμες (G) (permanent), π.χ. ίδιο βάρος κατασκευής, βάρος επικαλύψεων κ.λπ.
2. Μεταβλητές (Q) (variable), π.χ. φορτία ανέμου, φορτία κυκλοφορίας κ.λπ.
3. Τυχηματικές (A) (accidental), π.χ. σεισμός, φορτία κρούσης.

2.2 Μόνιμες δράσεις

Μόνιμες είναι οι δράσεις οι οποίες μπορούν να θεωρηθούν σταθερές ή περίπου σταθερές κατά την περίοδο αναφοράς. Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στο φορέα είναι:

1. Ίδιο βάρος υλικών που χρησιμοποιήθηκαν και υπολογίστηκε αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλυσης.
2. Πρόσθετα μόνιμα φόρτια (φορτία ασφαλτοστρώσεων, φορτία στηθαίων ασφαλείας, κιγκλιδώματα πεζών) $g_2 = 3.0 \text{ kN/m}^2$.

2.3 Μεταβλητές δράσεις

Μεταβλητές είναι οι δράσεις στις οποίες υπάρχει σημαντική μεταβολή της τιμής τους στη διάρκεια ζωής της γέφυρας. Τέτοιες δράσεις είναι τα φορτία κυκλοφορίας, τα φορτία χιονιού και ανέμου.

2.3.1 Φορτία κυκλοφορίας

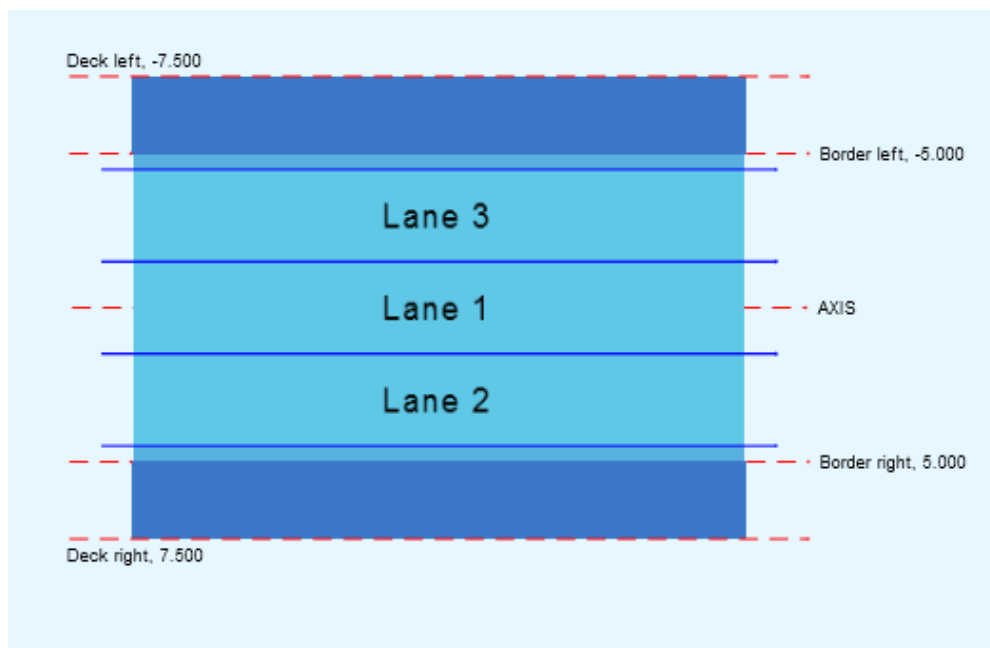
Τα φορτία κυκλοφορίας οδικών γεφυρών μήκους μέχρι 200 m δίνονται από Μέρος 2 του EN 1991 και ισχύουν για πλάτη οδοστρώματος μέχρι 42 m [6]. Το οδόστρωμα υποδιαιρείται σε ονομαστικές λωρίδες στις οποίες ασκούνται πρότυπες φορτίσεις

προκειμένου να προσομοιωθούν οι πραγματικές δράσεις, όπως ορίζονται αυτές από τον κανονισμό. Στον Πίνακα 2.1 δίνονται ο αριθμός και τα πλάτη των λωρίδων.

Πίνακας 2.1 Αριθμός και πλάτος ονομαστικών λωρίδων

Πλάτος οδοστρώματος w	Αριθμός ονομαστικών λωρίδων n_1	Πλάτος ονομαστικής λωρίδας n_1	Πλάτος εναπομένουσας επιφάνειας
$w < 5.4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3\text{m}$
$5.4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_1 = \text{Ακέραιος } (w/2)$	3 m	$w - 3 \cdot n_1$

Το πλάτος του οδοστρώματος w είναι 10 m, συνεπώς έχουμε 3 ονομαστικές λωρίδες πλάτους 3 m. Η εναπομένουσα επιφάνεια είναι 1 m, που μοιράζεται εκατέρωθεν του δρόμου σε 0.5 m. Στο Σχήμα 2.1 φαίνεται μια ενδεικτική αρίθμηση.



Σχήμα 2.1 Ενδεικτική αρίθμηση λωρίδων

2.3.1.1 Πρότυπη Φόρτιση 1 (LM1)

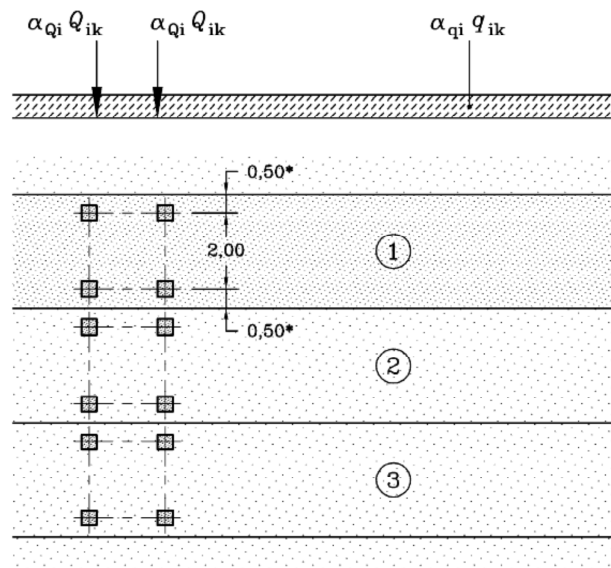
Η πρότυπη φόρτιση 1 χρησιμοποιείται για τοπικούς και καθολικούς ελέγχους και αποτελείται από δύο επιμέρους συστήματα:

1. Τα συγκεντρωμένα φορτία TS (tandem system), μεγέθους $\alpha_{Qi} \cdot Q_k$ ανά άξονα.
2. Τα ομοιόμορφα καταναμεμένα φορτία UDL (unified distributed load), μεγέθους $\alpha_{qi} \cdot q_k$.

Σε κάθε λωρίδα αντιστοιχεί ένα TS, το οποίο πρέπει να είναι πλήρες, δηλαδή να φορτίζονται και οι 4 τροχοί, ακόμα και αν κάποιος από αυτούς παράγει ευμενή αποτελέσματα. Κάθε TS τρέχει κεντρικά στη λωρίδα και κάθε φορτίο άξονα μοιράζεται εξίσου στους 2 τροχούς, ενώ η επιφάνεια των τροχών θεωρείται τετραγωνική με διαστάσεις 0.4 m x 0.4 m. Οι τιμές των Q_{ik} και q_k περιλαμβάνουν τα δυναμικά φαινόμενα και δεν απαιτείται περαιτέρω αύξηση των τιμών αυτών. Για την Ελλάδα ισχύει $a_Q = 0.9$ επειδή η κυκλοφορία δεν είναι τόσο βαριά όσο στην κεντρική Ευρώπη. Στις οδικές γέφυρες προβλέπεται επίσης κατανεμημένο φορτίο πεζοδρομίων $q_{fk,comb} = 3 \text{ kN/m}^2$. Στον Πίνακα 2.2 δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές των συγκεντρωμένων (TS) και των ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων (UDL) για κάθε λωρίδα, καθώς και για τις εναπομένουσες επιφάνειες, ενώ στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζεται μια εφαρμογή της Πρότυπης Φόρτισης 1 (LM1).

Πίνακας 2.2 Χαρακτηριστικές τιμές πρότυπης φόρτισης 1

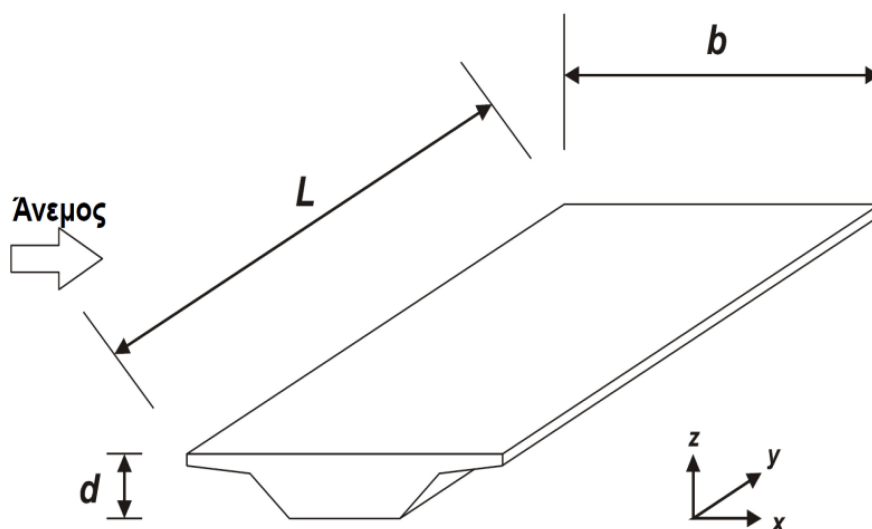
	Διαξονικό όχημα (TS)	Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο (UDL)
	Φορτίο άξονα Q_{ik} (kN)	q_k (kN/m ²)
Λωρίδα 1	300	9
Λωρίδα 2	200	2.5
Λωρίδα 3	100	2.5
Λοιπές λωρίδες	0	2.5
Εναπομένουσα Επιφάνεια	0	2.5



Σχήμα 2.2 Εφαρμογή Πρότυπης Φόρτισης 1 (LM1)

2.3.2 Φορτία Ανέμου

Τα φορτία ανέμου για οδικές γέφυρες μήκους μέχρι 200 m υπολογίζονται με βάση τις διατάξεις του EN 1991-1-4 [7]. Για τοξωτές γέφυρες με καλώδια απαιτείται αναλυτικός υπολογισμός φορτίων των επιμέρους στοιχείων και στην συνέχεια η επαλληλία τους σε κάθε διεύθυνση. Σημειώνεται πως ο υπολογισμός βασίστηκε στην απλοποιητική μέθοδο που προτείνεται στον κανονισμό για την «βασική» συνιστώσα του ανέμου. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στους ορισμούς των αξόνων. Στη γεφυροποιία ο διαμήκης άξονας της γέφυρας ορίζεται ως «x», ο εγκάρσιος ως «y» και ο κατακόρυφος ως «z». Αντίθετα, στον EN 1991-1-4 ο διαμήκης άξονας συμβολίζεται με «y» και ο εγκάρσιος με «x», όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3. Στη συνέχεια, επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί ένας ενιαίος συμβολισμός των αξόνων, όπως παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 1. Επίσης, τα μεγέθη που αντιστοιχούν στην περίπτωση φορτισμένης γέφυρας με τα φορτία κυκλοφορίας συμβολίζονται με αστερίσκο (*).



Σχήμα 2.3 Άξονες κατά τον EN 1991-1-4

2.3.2.1 Βασικά μεγέθη

Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

Η βασική ταχύτητα ανέμου δίνεται από τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.1)$$

όπου:

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1.0),
 c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1.0),
 $v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η τιμή αυτή είναι 30 m/s και $v_{b,0}^* = 23$ m/s όταν λαμβάνονται ταυτόχρονα υπόψη και τα φορτία κυκλοφορίας.

Μέση ταχύτητα ανέμου

$$v_m = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b \quad (2.2)$$

όπου:

$c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας,

c_o ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (ίσος με 1.0),

v_b η βασική ταχύτητα του ανέμου.

Αρχικά, υπολογίζεται ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ από το Σχήμα 2.4 ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους η οποία επιλέγεται από τον Πίνακα 2.3. Ως υψόμετρο αναφοράς επιλέχθηκε η απόσταση του καταστρώματος από το επίπεδο αναφοράς, συνεπώς $z = 50$ m. Το έδαφος αντιστοιχεί στην κατηγορία I.

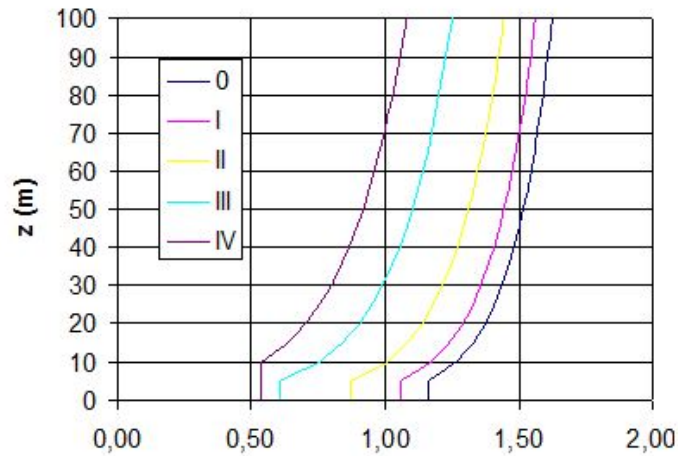
Πίνακας 2.3 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	z_0 [m]	z_{min} [m]
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θαλάσσης	0.003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δένδρα, κτήρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστηση ή με κτήρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m	1.0	10

Από το διάγραμμα προκύπτει $c_e(z) = 3.7$, ενώ ο δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ λαμβάνεται ίσος με 1.0. Για τον συντελεστή τραχύτητας ισχύει:

$$c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.16976 \cdot \ln\left(\frac{0.01}{0.05}\right) = 1.446$$

$$\text{όπου: } k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{o,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{0.01}{0.05}\right)^{0.07} = 0.16976$$



Σχήμα 2.4 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$

Από την εξίσωση (2.2) προκύπτουν οι μέσες ταχύτητες ανέμου με και χωρίς φορτία κυκλοφορίας:

$$v_m = 1.446 \cdot 1.0 \cdot 30 = 43.380 \text{ m/s}$$

$$v_m^* = 1.446 \cdot 1.0 \cdot 23 = 33.258 \text{ m/s}$$

Πίεση αναφοράς

Η πίεση αναφοράς ορίζεται ως

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} v_{ref}^2 \quad (2.3)$$

όπου:

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3,$$

$$v_{ref} = 30 \text{ m/s χωρίς τα φορτία κυκλοφορίας και } q_{ref}^* = 23 \text{ m/s.}$$

Από την παραπάνω εξίσωση προκύπτουν:

$$q_{ref} = 562.5 \text{ N/m}^2$$

$$q_{ref}^* = 330.625 \text{ N/m}^2$$

2.3.2.2 Κυκλικοί κύλινδροι (Τόξα – Καλώδια – Σύνδεσμοι δυσκαμψίας)

Οι συντελεστές πίεσης των διατομών εξαρτώνται από τον αριθμό Reynolds, ο οποίος ισούται με:

$$R_e = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad (2.4)$$

όπου:

b η διάμετρος του κυλίνδρου,

ν το κινηματικό ιξώδες του αέρα ($\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$),

$\nu(z_e)$ η ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z_e .

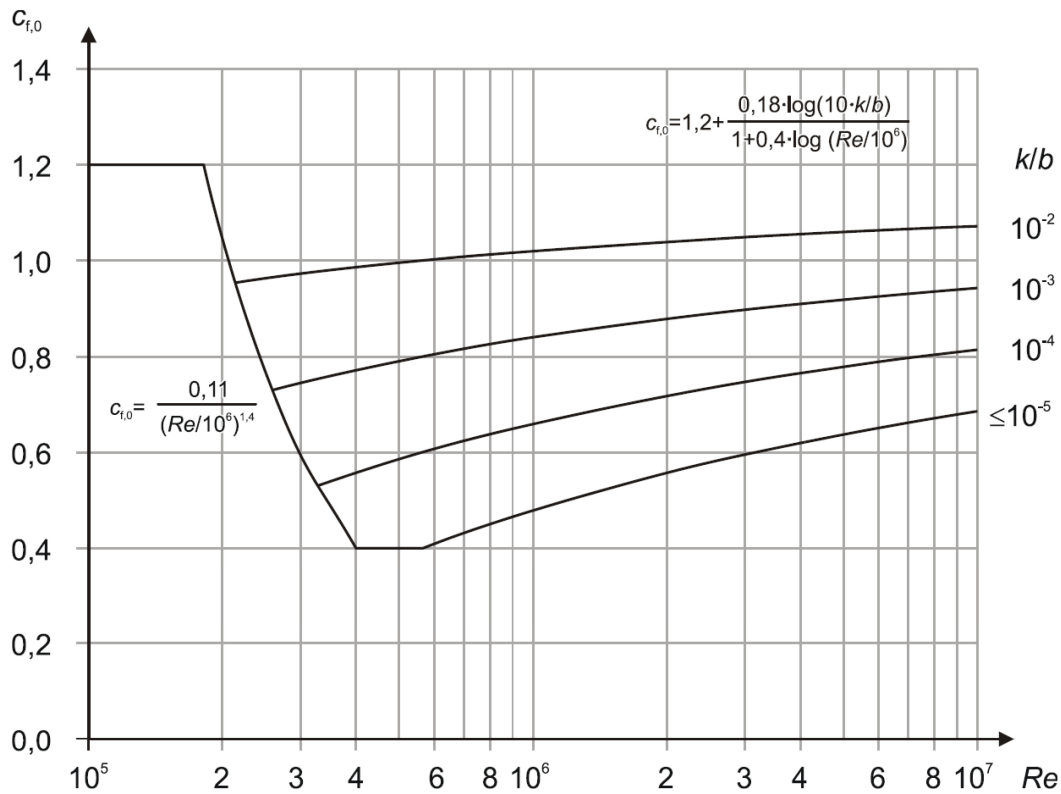
Ο συντελεστής δύναμης c_f κυκλικών κυλίνδρων πεπερασμένου μήκους, προσδιορίζονται από τη σχέση:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (2.5)$$

όπου:

$c_{f,0}$ ο συντελεστής δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων και προκύπτει από το Σχήμα 2.5,

ψ_λ ο συντελεστής επίδρασης άκρων.



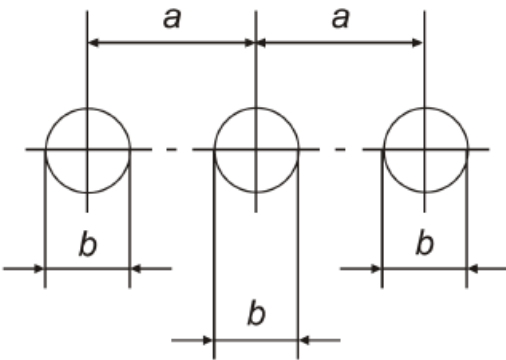
Σχήμα 2.5 Συντελεστής δύναμης $c_{f,0}$ για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελευθέρων άκρων για συναρτήσει των τιμών ισοδύναμης τραχύτητας k/b

Η ισοδύναμη τραχύτητα k , εξαρτάται από το υλικό της επιφάνειας και δίνεται στον Πίνακα 2.4. Για κατακόρυφους κυκλικούς κυλίνδρους με διάταξη εν σειρά (καλώδια) στον υπολογισμό του συντελεστή c_f εισέρχεται ο συντελεστής κ ο οποίος εξαρτάται από τη διεύθυνση του ανέμου και από το λόγο της απόστασης a και της διαμέτρου b και λαμβάνεται από τον Πίνακα 2.5 για την πλέον δυσμενή διεύθυνση ανέμου.

Πίνακας 2.4 Ισοδύναμη τραχύτητα k επιφάνειας

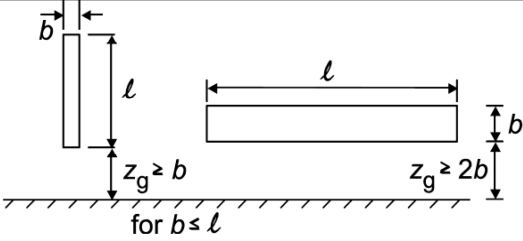
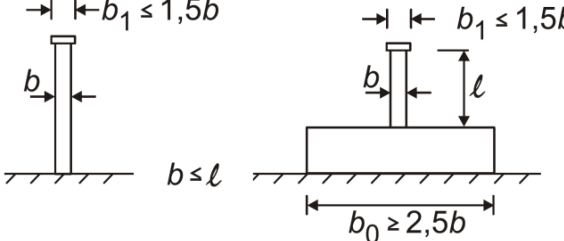
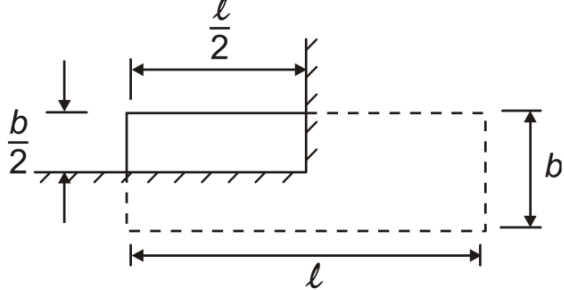
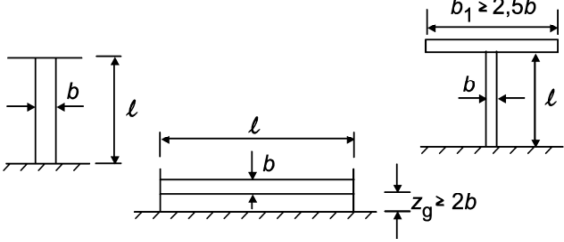
Τύπος Επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k [mm]	Τύπος Επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k [mm]
Γυαλί	0.0015	Λείο σκυρόδεμα	0.2
Στιλβωμένο μέταλλο	0.002	Πλανισμένο ξύλο	0.5
Λεπτή βαφή	0.006	Τραχύ σκυρόδεμα	1.0
Βαφή με ψεκασμό	0.02	Τραχύ πριονισμένο ξύλο	2.0
Στιλπνός χάλυβας	0.05	Σκουριά	2.0
Χυτοσίδηρος	0.2	Οπτοπλινθοδομή	3.0
Γαλβανισμένος χάλυβας	0.2		

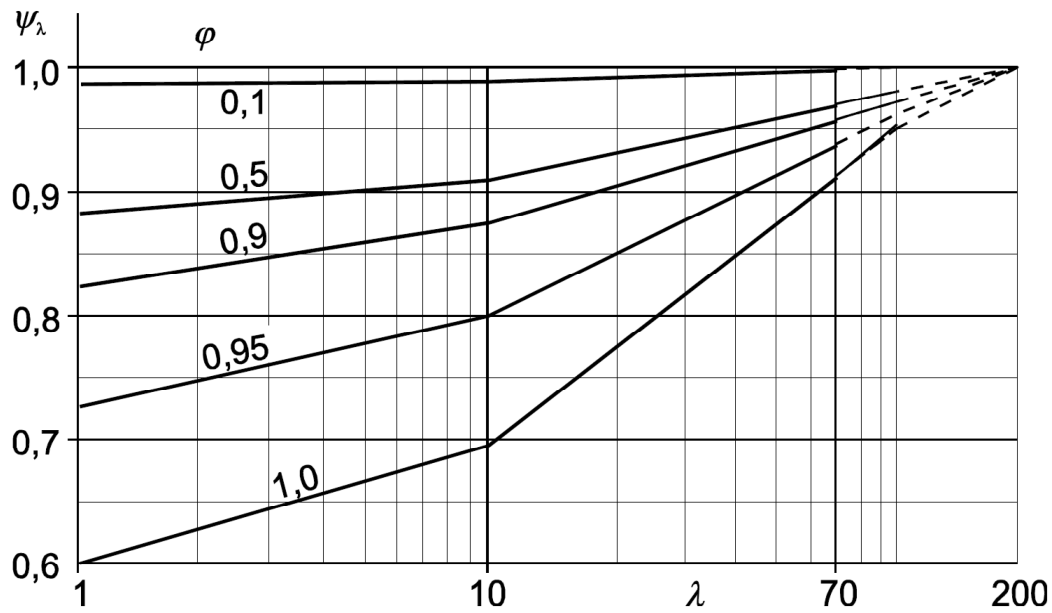
Πίνακας 2.5 Συντελεστές κ για κατακόρυφους κυλίνδρους με εν σειρά διάταξη

a/b	κ	
$a/b < 3.5$	1.15	
$3.5 < a/b < 30$	$\kappa = \frac{210 - a/b}{180}$	
$a/b > 30$	1.00	

Η ενεργός λυγηρότητα λ ορίζεται από τον Πίνακα 2.6 και εξαρτάται από τις διαστάσεις της κατασκευής και την θέση της, ενώ ο συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ δίνεται ως συνάρτηση της λυγηρότητας λ για διάφορες τιμές του λόγου πληρότητας ϕ , όπως φαίνεται στο Σχήμα. Οι συντελεστές δύναμης $c_{f,0}$ που παρουσιάστηκαν παραπάνω, βασίζονται σε μετρήσεις επί κατασκευών χωρίς ροή ελευθέρων άκρων, μακριά από το έδαφος. Η εισαγωγή του συντελεστή επίδρασης άκρων λαμβάνει υπόψη τη μειωμένη αντίσταση της κατασκευής λόγω της ροής του ανέμου γύρω από τα άκρα.

Πίνακας 2.6 Προτεινόμενες τιμές του λ για κυλίνδρους, πολυγωνικές και ορθογωνικές διατομές, διατομές με αιχμηρές ακμές και δικτυωτές κατασκευές

No.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα λ
1		
2		<p>Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες: για $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο για $\ell < 15$ m, $\lambda = 2\ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο Για κυκλικούς κυλίνδρους: για $\ell \geq 50$, $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο για $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p>
3		<p>Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>
4		<p>για $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο για $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>



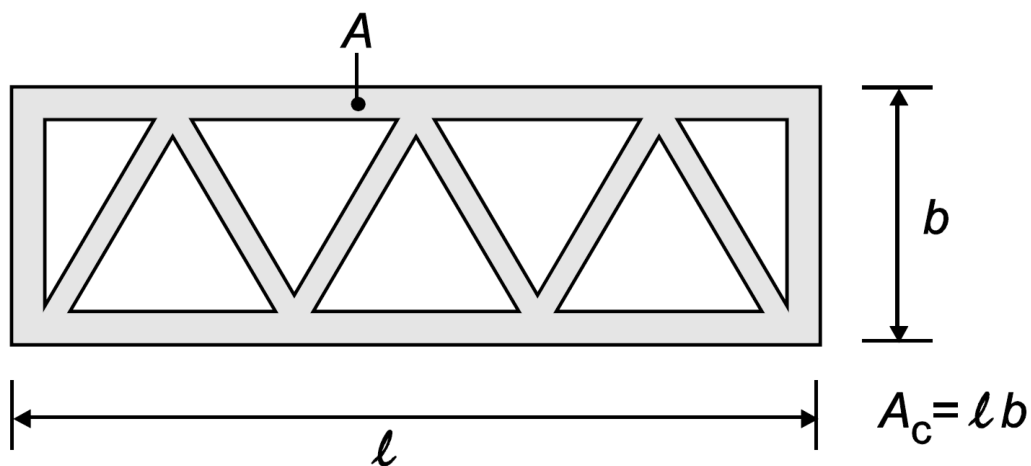
Σχήμα 2.6 Συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ ως συνάρτηση του συντελεστή πληρότητας φ και της λυγρότητας λ

Ο λόγος πληρότητας φ (βλέπε Σχήμα 2.7) δίνεται από τη σχέση:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (2.6)$$

όπου:

A το άθροισμα των προβολών των επιφανειών των μελών,
 A_c η συνολική επιφάνεια εντός του περιγράμματος ($A_c = l \cdot b$).



Σχήμα 2.7 Ορισμός του λόγου πληρότητας φ

Τόξα

$$\text{Αριθμός Reynolds (2.4)} : R_e = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} = \frac{2.0 \text{ m} \cdot 43.38 \text{ m/s}}{15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 5.78 \cdot 10^6$$

$$\text{και} \quad R_e^* = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} = \frac{2.0 \text{ m} \cdot 33.258 \text{ m/s}}{15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 4.43 \cdot 10^6$$

$$\text{Συντελεστής Δύναμης (2.5)} : c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda = 0.63 \cdot 0.91 = 0.5733$$

αφού, $k = 0.002 \text{ mm}$ (Γαλβανισμένος χάλυβας),
 $k/b = 0.000002 \text{ m} / 2.0 \text{ m} = 10^{-5}$,
 $c_{f,0} = 0.63$ από Σχήμα 2.5,
συντελεστής πληρότητας: $\varphi = 1.0$,
 $\lambda = 70 < 0.7/b = 0.7$ για κυκλικού κυλίνδρους,
 $\psi_\lambda = 0.91$ από Σχήμα 2.6.

Τελικά:

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot b = 0.5625 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.7 \cdot 1.0 \cdot 0.5733 \cdot 2 \text{ m} = 2.39 \text{ kN/m}$$

και

$$w_e^* = q_{ref}^* \cdot c_e(z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot b = 0.33063 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.7 \cdot 1.0 \cdot 0.5733 \cdot 2 \text{ m} = 1.40 \text{ kN/m}$$

τα φορτία ανέμου με και χωρίς ταυτόχρονα φορτία κυκλοφορίας των τόξων για τις 3 διευθύνσεις.

Καλώδια

$$\text{Αριθμός Reynolds (2.4)} : R_e = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} = \frac{0.06 \text{ m} \cdot 43.38 \text{ m/s}}{15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 0.174 \cdot 10^6$$

$$\text{και} \quad R_e^* = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} = \frac{0.06 \text{ m} \cdot 33.258 \text{ m/s}}{15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 0.133 \cdot 10^6$$

$$\text{Συντελεστής Δύναμης (2.5)} : c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \kappa = 1.2 \cdot 0.91 \cdot 1.0 = 1.092$$

αφού, $k = 0.002 \text{ mm}$ (Γαλβανισμένος χάλυβας).
 $k/b = 0.000002 \text{ m} / 0.06 \text{ m} = 3.333 \cdot 10^{-5}$,
 $c_{f,0} = 1.2$ από Σχήμα 2.5,
συντελεστής πληρότητας: $\varphi = 1.0$,
 $\lambda = 70 < 0.7/b = 0.7$ για κυκλικού κυλίνδρους,
 $\psi_\lambda = 0.91$ από Σχήμα 2.6,
 $\kappa = 1.0$ ($a/b = 8/0.06 = 133.33 > 30$ από Πίνακα 2.5).

Τελικά:

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot b = 0.5625 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.7 \cdot 1.0 \cdot 1.092 \cdot 0.06 \text{ m} = 0.14 \text{ kN/m}$$

και

$$w_e^* = q_{ref}^* \cdot c_e(z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot b = 0.33063 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.7 \cdot 1.0 \cdot 1.092 \cdot 0.06 \text{ m} = 0.08 \text{ kN/m}$$

τα φορτία ανέμου με και χωρίς ταυτόχρονα φορτία κυκλοφορίας των καλωδίων που δρουν κατά τις x και y διευθύνσεις.

Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

$$\text{Αριθμός Reynolds (2.4) : } R_e = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} = \frac{0.5 \text{ m} \cdot 43.38 \text{ m/s}}{15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 1.446 \cdot 10^6$$

$$\text{και } R_e^* = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} = \frac{0.5 \text{ m} \cdot 33.258 \text{ m/s}}{15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 1.11 \cdot 10^6$$

$$\text{Συντελεστής Δύναμης (2.5) : } c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \kappa = 0.6 \cdot 0.78 \cdot 1.0 = 0.47$$

αφού, $k = 0.002 \text{ mm}$ (Γαλβανισμένος χάλυβας),

$$k/b = 0.000002 \text{ m} / 0.5 \text{ m} = 4 \cdot 10^{-6},$$

$c_{f,0} = 0.6$ από Σχήμα 2.5,

συντελεστής πληρότητας: $\varphi = 1.0$,

$\lambda = 0.7l/b = 0.7 \cdot 15/0.5 = 21$ για κυκλικού κυλίνδρους,

$\psi_\lambda = 0.78$ από Σχήμα 2.6,

$\kappa = 1.0$ ($a/b = 15/0.5 = 30$ από Πίνακα 2.5).

Τελικά:

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot b = 0.5625 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.7 \cdot 1.0 \cdot 0.47 \cdot 0.5 \text{ m} = 0.49 \text{ kN/m}$$

και

$$w_e^* = q_{ref}^* \cdot c_e(z_e) \cdot c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot b = 0.33063 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.7 \cdot 1.0 \cdot 0.47 \cdot 0.5 \text{ m} = 0.29 \text{ kN/m}$$

τα φορτία ανέμου με και χωρίς ταυτόχρονα φορτία κυκλοφορίας των συνδέσμων δυσκαμψίας που δρουν κατά τις x και z διευθύνσεις.

2.3.2.3 Κατάστρωμα

Υπολογισμός φορτίων ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση

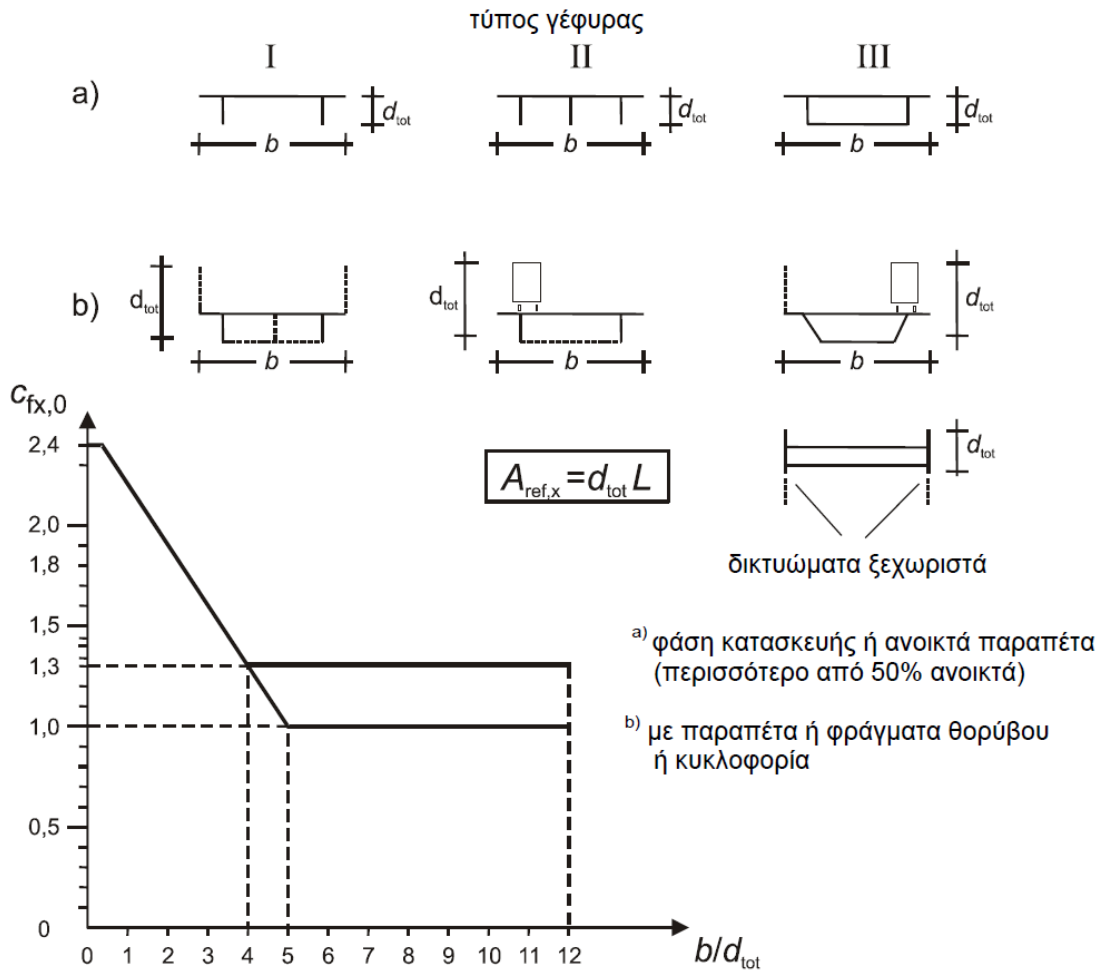
Οι συντελεστές δύναμης για τις δράσεις του ανέμου σε καταστρώματα οδικών γεφυρών κατά τη διεύθυνση x δίνονται από τη σχέση:

$$c_{f,x} = c_{f\lambda,0} \quad (2.7)$$

όπου:

$c_{f\lambda,0}$ ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελεύθερων άκρων. Οι γέφυρες συνήθως δεν έχουν ροή ελεύθερων άκρων επειδή η ροή παρεκκλίνει μόνο κατά μήκος των 2 πλευρών (δηλαδή πάνω και κάτω από το κατάστρωμα).

Για συνήθεις γέφυρες ο συντελεστής $c_{fx,0}$ μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1.3 ή εναλλακτικά από το Σχήμα 2.8 ανάλογα με τον τύπο της γέφυρας. Σε περίπτωση που η γωνία κλίσης του ανέμου υπερβαίνει τις 10° , ο συντελεστής μπορεί να λαμβάνεται από ειδική μελέτη.

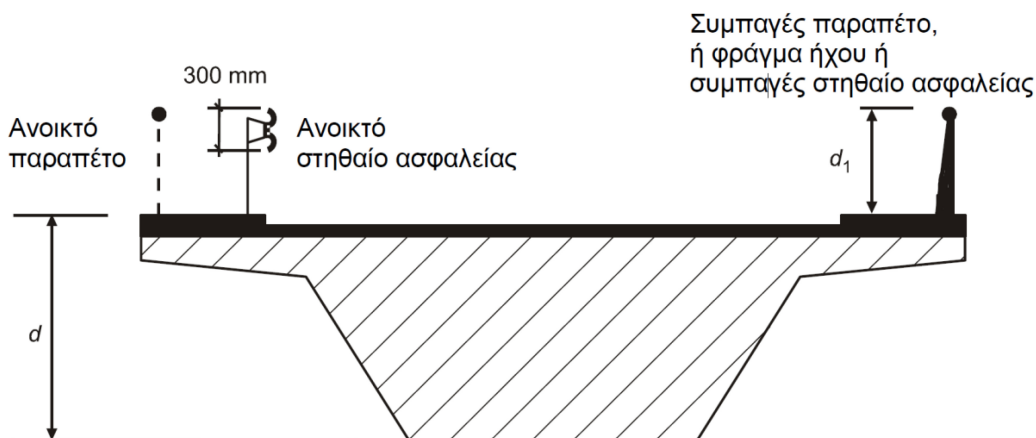


Σχήμα 2.8 Συντελεστής $c_{fx,0}$ για καταστρώματα γεφυρών

Οι επιφάνειες αναφοράς $A_{ref,x}$ για συνδυασμούς φορτίων στους οποίους δεν περιλαμβάνονται τα φορτία κυκλοφορίας ορίζονται για καταστρώματα με ολόσωμες δοκούς ως το άθροισμα (βλέπε Σχήμα 2.9 και Πίνακα 2.7) :

1. της επιφάνειας της εμπρόσθιας δοκού,
2. της επιφάνειας των τμημάτων των άλλων κύριων δοκών που προεξέχουν κάτω από την εμπρόσθια δοκό,
3. της επιφάνειας του τμήματος του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού που προεξέχει πάνω από την εμπρόσθια κύρια δοκό,
4. της επιφάνειας των συμπαγών στηθαίων ή ηχοπετασμάτων, εάν υπάρχουν, πάνω από την επιφάνεια που περιγράφεται παραπάνω ή στην περίπτωση απουσίας τέτοιου εξοπλισμού, 0.3 m για κάθε ανοικτό παραπέτο ή κιγκλίδωμα.

Σε κάθε περίπτωση, η συνολική επιφάνεια δεν πρέπει να υπερβαίνει αυτή που προκύπτει από τη θεώρηση μιας ισοδύναμης ολόσωμης δοκού του ίδιου συνολικού ύψους, συμπεριλαμβανομένων και όλων των προεξεχόντων τμημάτων.



Σχήμα 2.9 Υπολογισμός ύψους για $A_{ref,x}$

Πίνακας 2.7 Υπολογισμός ύψους για $A_{ref,x}$

Σύστημα στηθαίων ασφαλείας	Σε μια πλευρά	Και στις 2 πλευρές
Ανοικτό παραπέτο ή ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0.3 \text{ m}$	$d + 0.6 \text{ m}$
Συμπαγές παραπέτο ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0.6 \text{ m}$	$d + 1.2 \text{ m}$

Οι επιφάνειες αναφοράς $A_{ref,x}$ για συνδυασμούς φορτίων που περιλαμβάνουν και τα φορτία κυκλοφορίας ορίζονται όπως προαναφέρθηκε με την εξής τροποποίηση: αντί των επιφανειών που ορίζονται στο «3.», θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όπου είναι μεγαλύτερο, ύψος 2 m από το επίπεδο του οδοστρώματος, στο πλέον δυσμενέστερο μήκος, ανεξάρτητα από τη θέση των κατακόρυφων φορτίων κυκλοφορίας.

Το ύψος αναφοράς z_e λαμβάνεται ως η απόσταση από το χαμηλότερο επίπεδο εδάφους μέχρι το κέντρο του καταστρώματος, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη άλλα τμήματα, όπως κιγκλιδώματα και παραπέτα της επιφάνειας αναφοράς.

Εφόσον δεν είναι απαραίτητη η διαδικασία δυναμικής ανάλυσης, η δύναμη του ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (2.8)$$

όπου:

v_b η βασική ταχύτητα του ανέμου ($v_b = 30$ m/s χωρίς φορτία κυκλοφορίας ή $v_b^* = 23$ m/s με φορτία κυκλοφορίας),

C ο συντελεστής φορτίου ανέμου με $C = c_e \cdot c_{f,x}$,

$A_{ref,x}$ η επιφάνεια αναφοράς,

ρ η πυκνότητα του αέρα (1.25 kg/m^3).

Συνεπώς:

$$c_{f,x} = c_{f,x,0} = 1.3$$

$$A_{ref,x} = l \cdot d = 172 \cdot (1.4 + 0.25 + 1.2) = 172 \cdot 2.85 = 490.2 \text{ m}^2$$

$$c_e(z_e) = 3.7$$

$$C = c_e(z_e) \cdot c_{f,x} = 3.7 \cdot 1.3 = 4.81$$

Από τη εξίσωση 2.8 προκύπτει το συνολικό φορτίο ανέμου:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 30^2 \cdot 4.81 \cdot 490.2 = 1326.3 \text{ kN}$$

καθώς και

$$F_w^* = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^{*2} \cdot C \cdot A_{ref,x} = \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 23^2 \cdot 4.81 \cdot 490.2 = 779.57 \text{ kN}$$

το οποίο αντιστοιχεί σε κατανεμημένο φορτίο:

$$w_{\varepsilon\gamma\kappa} = \frac{F_w}{l} = \frac{1326.3}{172} = 7.92 \text{ kN/m}$$

και

$$w_{\varepsilon\gamma\kappa}^* = \frac{F_w^*}{l} = \frac{779.57}{172} = 4.53 \text{ kN/m}$$

Τα φορτία αυτά αντιστοιχούν στην εγκάρσια διεύθυνση (y) του προσομοιώματος.

Υπολογισμός φορτίων ανέμου κατά την διαμήκη διεύθυνση

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα οι δυνάμεις ανέμου κατά την διαμήκη διεύθυνση είναι για ολόσωμες γέφυρες το 25% των δυνάμεων ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση.

Άρα:

$$w_{\text{διαμ}} = 0.25 \cdot w_{\varepsilon\gamma\kappa} = 0.25 \cdot 7.92 = 1.98 \text{ kN/m}$$

και

$$w_{\text{διαμ}}^* = 0.25 \cdot w_{\varepsilon\gamma\kappa}^* = 0.25 \cdot 4.53 = 1.13 \text{ kN/m}$$

Τα φορτία αυτά αντιστοιχούν στην διαμήκη διεύθυνση (x) του προσομοιώματος.

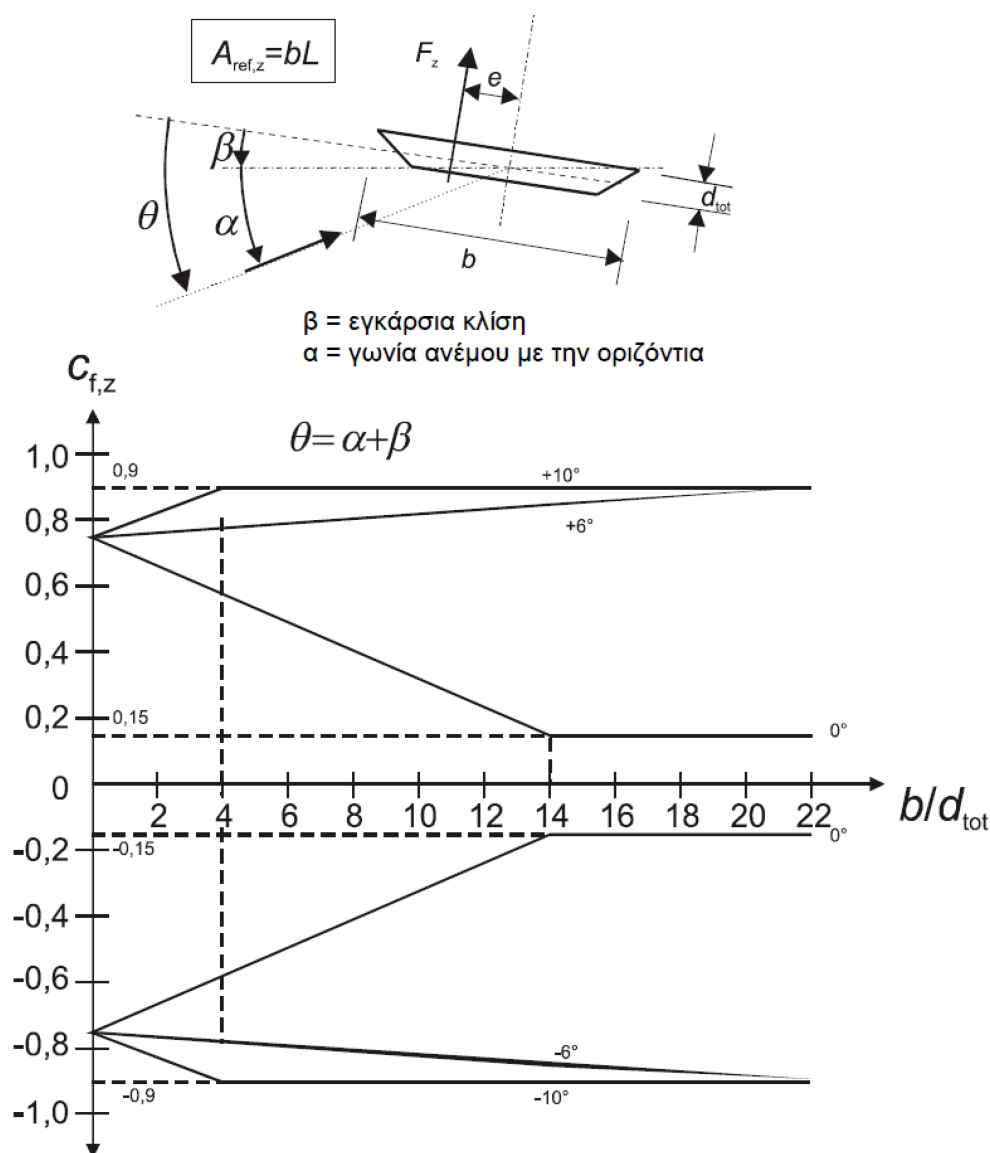
Υπολογισμός φορτίων ανέμου κατά την κατακόρυφη διεύθυνση

Ο συντελεστής δύναμης $c_{f,z}$ καθορίζεται για τη δράση του ανέμου στο κατάστρωμα κατά τη διεύθυνση z, τόσο προς τα άνω όσο και προς τα κάτω (συντελεστές δύναμης ανύψωσης) και δεν πρέπει να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό κατακόρυφων

ταλαντώσεων λόγου του ανέμου. Συντηρητικά ο συντελεστής $c_{f,z}$ παίρνει την τιμή 0.9, η οποία λαμβάνει υπόψη συνολικά την επιρροή της εγκάρσιας κλίσης καταστρώματος, της κλίσης του εδάφους καθώς και τις διακυμάνσεις της γωνίας διεύθυνσης του ανέμου σε σχέση με το κατάστρωμα λόγω στροβιλισμού. Διαφορετικά, ο $c_{f,z}$ λαμβάνεται από το Σχήμα 2.10, με το ύψος d_{tot} θα περιορίζεται στο ύψος του καταστρώματος, αγνοώντας την κυκλοφορία και τον εξοπλισμό της κατασκευής. Επιπλέον, για οριζόντιο έδαφος, η γωνία α του ανέμου με την οριζόντια, μπορεί να λαμβάνεται λόγω στροβιλισμού ως $\pm 5^\circ$.

Το ύψος αναφοράς θεωρείται ίδιο με αυτό που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό του $c_{f,x}$, ενώ η εκκεντρότητα της δύναμης κατά x ισούται με $e = b/4$ εφόσον δεν προδιαγράφεται κάτι διαφορετικό. Η επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,z}$ ισούται με την επιφάνεια της κάτοψης (Σχήμα 2.3):

$$A_{ref,z} = b \cdot L \quad (2.9)$$



Σχήμα 2.10 Συντελεστής δύναμης $c_{f,z}$ για γέφυρες με εγκάρσια κλίση και άνεμο υπό γωνία

Υπολογίζονται τα σχετικά μεγέθη:

1. ο συντελεστής δύναμης λαμβάνεται συντηρητικά $c_{f,z} = 0.9$
2. η επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,z} = 172 \cdot 15 = 2580 \text{ m}^2$
3. η εκκεντρότητα κατά x $e = 15/4 = 3.75 \text{ m}$

Οι δυνάμεις ανέμου κατά τη διεύθυνση z υπολογίζονται από την εξίσωση 2.8:

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} = \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 30^2 \cdot 3.5 \cdot 2580 = 5079.4 \text{ kN}$$

και

$$F_{w,z}^* = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^{*2} \cdot C \cdot A_{ref,z} = \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 23^2 \cdot 3.5 \cdot 2580 = 2985.5 \text{ kN}$$

και αντιστοιχούν σε κατανεμημένα φορτία ανά διαδοκίδα:

$$w_z = \frac{F_{w,z}}{b \cdot n} = \frac{5079}{15 \cdot 58} = 5.8 \text{ kN / m}$$

και

$$w_z^* = \frac{F_{w,z}^*}{b \cdot n} = \frac{2985.5}{15 \cdot 58} = 3.43 \text{ kN / m}$$

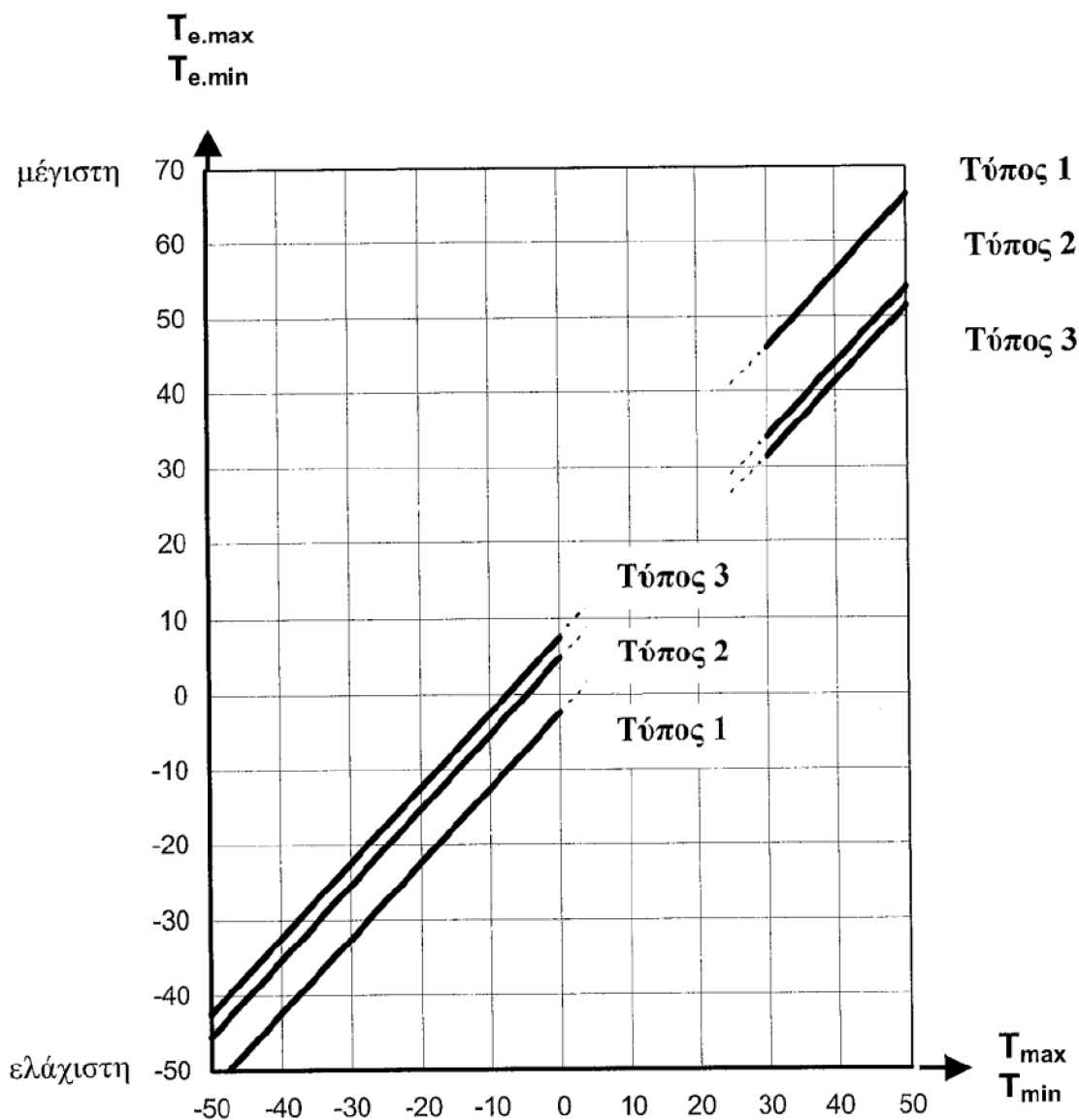
2.3.3 Φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών

Οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών, σύμφωνα με το μέρος 1.5 του EC1, είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές (variable), ελεύθερες (free) δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που απαιτείται [8]. Η μεταβολή της θερμοκρασίας οδηγεί στην παραμόρφωση στοιχείων και η παρεμπόδιση της παραμόρφωσης αυτής προκαλεί την ανάπτυξη τάσεων οι οποίες πρέπει να ληφθούν υπόψη για καταστάσεις διαρκείας αλλά και παροδικές (π.χ. φάση ανέγερσης). Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στα στοιχεία στήριξης της κατασκευής, όπως τα εφέδρανα, ώστε να εξασφαλιστεί η ασφαλής μεταφορά των πρόσθετων εντατικών μεγεθών.

Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών των θερμοκρασιακών μεταβολών, τα καταστρώματα κατατάσσονται ως ακολούθως:

- | | |
|--------------------------------|---|
| Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα: | - χαλύβδινη κιβωτοειδής διατομή
- χαλύβδινο δικτύωμα ή πλάκα |
| Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα | |
| Τύπος 3: Κατάστρωμα από Ο.Σ: | - πλάκα από Ο.Σ.
- δοκός Ο.Σ.
- κιβωτοειδής διατομή |

Στην παρούσα εργασία έχει ληφθεί υπόψη η ομοιόμορφη συνιστώσα της θερμοκρασιακής μεταβολής, η οποία εξαρτάται από την ελάχιστη και τη μέγιστη θερμοκρασία που θα αναπτυχθεί στη γέφυρα. Από αυτές προκύπτει ένα εύρος ομοιόμορφων μεταβολών, που έχει ως αποτέλεσμα την μεταβολή του μήκους των μελών της κατασκευής. Από το Σχήμα 2.11 προκύπτουν η ελάχιστη ($T_{e,min}$) και η μέγιστη ($T_{e,max}$) συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής, ανάλογα με τον τύπο του καταστρώματος της γέφυρας.



Σχήμα 2.11 Σχέση μεταξύ ελάχιστης/μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά και ελάχιστης/μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης μεταβολής

Για τη θέση του έργου λαμβάνονται χαρακτηριστικές ελάχιστες και μέγιστες τιμές θερμοκρασίας υπό σκιά από σχετικούς χάρτες ισοθερμικών καμπύλων. Οι τιμές αυτές πρέπει να αντιστοιχούν σε θερμοκρασίες για το μέσο επίπεδο θάλασσας με την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης να μην ξεπερνάει το 0.02. Σε διαφορετική περίπτωση, οι τιμές αυτές θα προσαρμόζονται. Οι τιμές του Σχήματος 2.11 βασίζονται σε ημερήσιο εύρος θερμοκρασίας 10°C το οποίο θεωρείται αποδεκτό από τα περισσότερα κράτη-μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης.

Η αρχική θερμοκρασία (T_0) λαμβάνεται ίση με 10°C . Για τη συστολή, η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής λαμβάνεται από τη σχέση: $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$. Η αντίστοιχη σχέση για την διαστολή είναι η εξής: $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$.

Το συνολικό εύρος της ομοιόμορφης συνιστώσας της θερμοκρασιακής μεταβολής της γέφυρας είναι: $\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = \pm 30^{\circ}\text{C}$.

2.4 Σεισμικά Φορτία

Ως σεισμικές δράσεις θεωρούνται οι ταλαντώσεις της κατασκευής λόγω του σεισμού και κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις και δεν συνδυάζονται με άλλα τυχηματικά φορτία ή τα φορτία ανέμου. Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (2 οριζόντιες και 1 κατακόρυφη), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών με τις οριζόντιες να είναι οι πλέον σημαντικές, χωρίς αυτό να σημαίνει πως και η κατακόρυφη δεν μπορεί να αποβεί καταστροφική. Στη παρούσα εργασία τα σεισμικά φορτία προσδιορίζονται με τη βοήθεια του Ευρωπαϊκού Κανονισμού EN 1998 (EC 8) και του αντίστοιχου Εθνικού Προσαρτήματος [15].

Για την ανάλυση των σεισμικών δράσεων που αναπτύσσονται στον φορέα χρησιμοποιείται η μέθοδος φασματικής ανάλυσης ή αλλιώς φασματική δυναμική μέθοδος. Μέσω αυτής μελετάται η δυναμική απόκριση της κατασκευής έναντι σεισμού, με χρήση των ιδιομορφών και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων της κατασκευής. Κατά την ανάλυση φασματικής απόκρισης πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση των μέγιστων δυναμικών αποκρίσεων των σημαντικότερων ιδιομορφών του φορέα, με χρήση των τεταγμένων του τοπικού φάσματος απόκρισης σχεδιασμού. Η συνολική απόκριση προκύπτει από επαλληλία των επιμέρους ιδιομορφών. Το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από τα δεδομένα που αντιστοιχούν σε αυτά του Ελλαδικού χώρου, όπως αυτά περιγράφονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι σχέσεις που ορίζουν το φάσμα σχεδιασμού είναι οι εξής:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (2.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (2.12)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (2.13)$$

Όπου:

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού,

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ($a_g = a_{g,R} \cdot \gamma_I$),

T_B είναι το κάτω όριο της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης,

T_C είναι το άνω όριο της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης,

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής μετακίνησης,

S είναι ο συντελεστής εδάφους,

β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα απόκρισης (= 0.2),

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς.

Η ένταση του σεισμού καθορίζεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_g η οποία έχει πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 χρόνια, δηλαδή περίοδο επαναφοράς 475 έτη. Σε αυτή τη παράμετρο συμπεριλαμβάνεται ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_I και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $a_{g,R}$. Οι κατηγορίες σπουδαιότητας δίνονται στον Πινάκα 2.8.

Πίνακας 2.8 Κατηγορίας σπουδαιότητας και αντίστοιχοι συντελεστές

Κατηγορία σπουδαιότητας	Περιγραφή	Συντελεστής σπουδαιότητας
I	Γέφυρες όχι κρίσιμες στη συγκοινωνία, με διάρκεια ζωής σχεδιασμού 50 έτη	0.85
II	Οδικές και σιδηροδρομικές γέφυρες γενικώς	1.0
III	Γέφυρες μεγάλης σημασίας για τη διατήρηση της συγκοινωνίας μετά το σεισμικό γεγονός, μεγάλες γέφυρες με μεγαλύτερη διάρκεια ζωής ή γέφυρες των οποίων η αστοχία θα μπορούσε να προκαλέσει πολλά θύματα	1.3

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο βαθμός σεισμικής επικινδυνότητας μιας περιοχής περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $a_{g,R}$. Οι Εθνικές Αρχές είναι υπεύθυνες για την υποδιαίρεση των περιοχών σε σεισμικές ζώνες, στις οποίες η επικινδυνότητα θεωρείται σταθερή. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε 3 σεισμικές ζώνες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.12 και οι αντίστοιχες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς δίνονται στον Πίνακα 2.9.

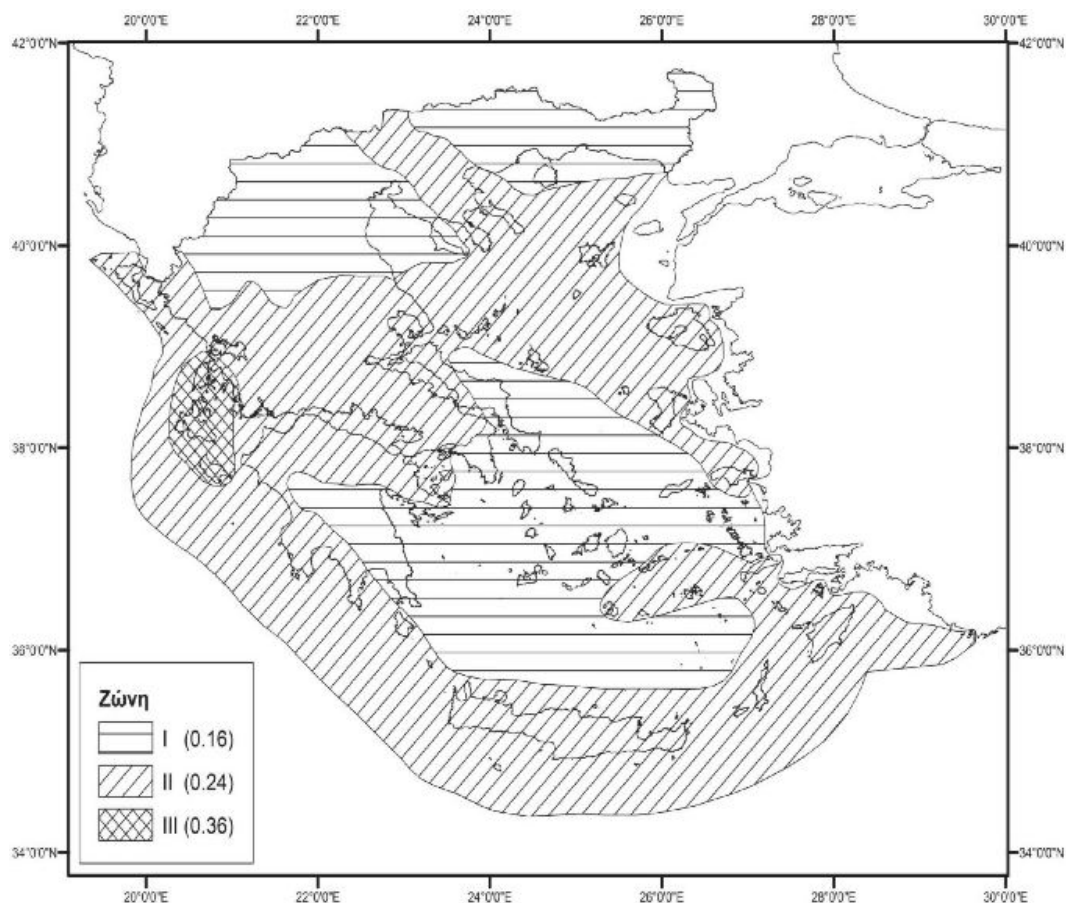
Πίνακας 2.9 Εδαφικές επιταχύνσεις ανά ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_g [g]
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Τα χαρακτηριστικά του εδάφους που εδράζεται η κατασκευή επηρεάζουν το φάσμα σχεδιασμού. Σύμφωνα με τον Κανονισμό τα εδάφη κατατάσσονται σε μία από τις κατηγορίες του Πινάκα 2.11 ανάλογα με τη δυναμική τους απόκριση στη σεισμική διέγερση. Έπειτα για κάθε τύπο εδάφους δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές περιόδων T_B , T_C , T_D που καθορίζουν τους κλάδους σταθερής φασματικής ταχύτητας, επιτάχυνσης και μετακίνησης του φάσματος απόκρισης. Οι τιμές αυτές καθορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας (Πίνακας 2.10).

Πίνακας 2.10 Τιμές περιόδων ανά κατηγορία εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S
A	0.15	0.4	2	1
B	0.15	0.5	2	1.2
C	0.2	0.6	2	1.15
D	0.2	0.8	2	1.35
E	0.15	0.5	2	1.4



Σχήμα 2.12 Χάρτης σεισμικών ζωνών Ελλάδας

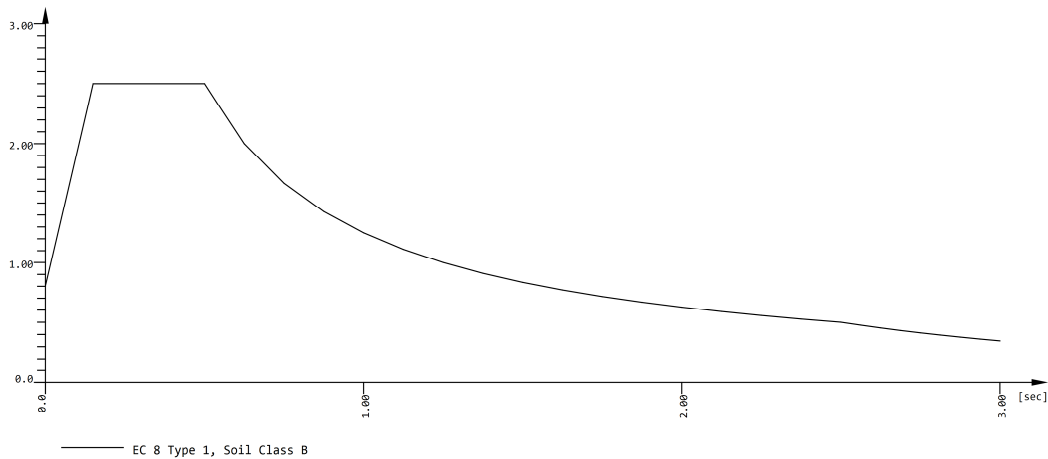
Πίνακας 2.11 Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή Στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων ή πολύ σκληρής αργίλου πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών) ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με πάχος που ποικίλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό

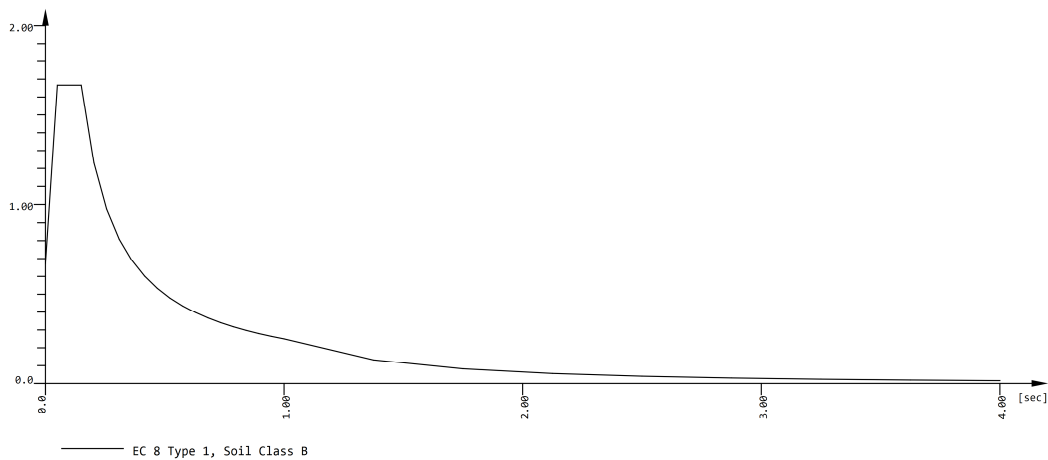
Ο δείκτης συμπεριφοράς q εισάγεται, ώστε να ληφθεί υπόψη η ικανότητα του φορέα να παραμορφωθεί πλάστιμα χωρίς μείωση της αντοχής του, με αποτέλεσμα τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων επί της κατασκευής, λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν από πλήρη ελαστική συμπεριφορά. Η τιμή του q εξαρτάται, μεταξύ άλλων από τη διαθέσιμη πλαστιμότητα και την υστερητική απόσβεση. Για τις οριζόντιες συνιστώσες επιλέχθηκε ενιαία τιμή του q ίση με 2.0, ενώ για την κατακόρυφη 1.5 [16].

Συγκεντρωτικά οι παραδοχές που επιλέχθηκαν κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι οι εξής:

1. Κατηγορίας εδάφους B
2. Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I = 1.30$
3. Σεισμική Ζώνη II $a_g = 0.24g$
4. Δείκτης συμπεριφοράς $q = 2.0$



Σχήμα 2.13 Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού



Σχήμα 2.14 Κατακόρυφο φάσμα σχεδιασμού

2.5 Συνδυασμοί φορτίσεων

Αφού προσδιοριστούν οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που δρουν στην κατασκευή ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της, πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μια από τις οριακές καταστάσεις που αναφέρονται στην αρχή του κεφαλαίου. Οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη στους συνδυασμούς επενεργούν και εμφανίζονται ταυτόχρονα. Οι επιμέρους συντελεστές γ χρησιμοποιούνται για να αντισταθμίσουν δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβή προσομοίωση των δράσεων καθώς και των αποτελεσμάτων τους (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κ.ά.). Οι συντελεστές ψ λαμβάνουν υπόψη τη μειωμένη πιθανότητα ταυτόχρονης εμφάνισης των ακραίων μεγεθών των διαφόρων δράσεων.

2.5.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στο μέρος 1 του EC1, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\gamma \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,1} Q_{k,i}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά επαλληλία των δράσεων, δηλαδή ταυτόχρονη ύπαρξη των διαφόρων δράσεων. Επίσης, για τους βασικούς συνδυασμούς δράσεων σε οδικές γέφυρες, ισχύουν τα ακόλουθα:

1. ο άνεμος συνδυάζεται μόνο με την ομάδα φόρτισης gr1a,
2. το χιόνι δεν συνδυάζεται με φορτία κυκλοφορίας, εκτός αν η γέφυρα στεγάζεται,
3. ο άνεμος και η θερμοκρασία δεν συνδυάζονται,
4. η ομάδα φόρτισης gr1b δεν συνδυάζεται με άλλες μεταβλητές δράσεις μη κυκλοφορίας.

Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν στους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) είναι οι εξής (συνδυασμοί 15 - 19 τυχηματικοί):

1. $1.35G + 1.35Q$
2. $1.35G + 1.35Q + 1.0W_x^*$
3. $1.35G + 1.35Q + 1.0W_y^*$
4. $1.35G + 1.35Q + 1.0W_z^*$

5. $1.35G + 1.0125Q + 1.5W_x$
6. $1.35G + 1.0125Q + 1.5W_y$
7. $1.35G + 1.0125Q + 1.5W_z$
8. $1.35G + 1.35Q + 0.9T^+$
9. $1.35G + 1.35Q + 0.9T^-$
10. $1.35G + 1.0125Q + 1.5T^+$
11. $1.35G + 1.0125Q + 1.5T^-$
12. $1.35G + 0.2Q \pm 1.0E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$
13. $1.35G + 0.2Q \pm 1.0E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$
14. $1.35G + 0.2Q \pm 1.0E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$
15. $1.0G + 0.75Q_{TS} + 0.40Q_{UDL} + 0.5T$
16. $1.0G + 0.2W_x$
17. $1.0G + 0.2W_y$
18. $1.0G + 0.2W_z$
19. $1.0G + 0.6T$

2.5.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στο μέρος 1 του EC1, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Συχνός συνδυασμός:

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός:

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Όπως προηγουμένως, το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά επαλληλία των δράσεων, δηλαδή ταυτόχρονη ύπαρξη των διαφόρων δράσεων. Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι εξής:

1. $1.0G + 1.0Q$
2. $1.0G + 1.0Q + 0.6W_x^*$
3. $1.0G + 1.0Q + 0.6W_y^*$
4. $1.0G + 1.0Q + 0.6W_z^*$
5. $1.0G + 0.75Q_{TS} + 0.75Q_{UDL} + 1.0W_x$
6. $1.0G + 0.75Q_{TS} + 0.75Q_{UDL} + 1.0W_y$

7. $1.0G + 0.75Q_{TS} + 0.75Q_{UDL} + 1.0W_z$
8. $1.0G + 1.0Q + 0.6T^+$
9. $1.0G + 1.0Q + 0.6T^-$
10. $1.0G + 0.75Q_{TS} + 0.4Q_{UDL} + 1.0T^+$
11. $1.0G + 0.75Q_{TS} + 0.4Q_{UDL} + 1.0T^-$

3 Σχεδιασμός της κατασκευής

3.1 Στοιχεία φέροντος οργανισμού

Ο φορέας της κατασκευής σχεδιάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε να δέχεται τις όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις του περιβάλλοντος κατά τη διάρκεια ζωής του και να τις αντιμετωπίζει με ασφάλεια και οικονομία παραμένοντας ταυτόχρονα λειτουργικός για την χρήση την οποία προορίζεται. Σκοπός του σχεδιασμού του φορέα είναι η ασφαλής παραλαβή των φορτίων από την ανωδομή και η μεταφορά τους στην θεμελίωση.

Τα κύρια στοιχεία από τα οποία αποτελείται η τοξωτή γέφυρα είναι τα εξής:

1. Τόξα
2. Κύριες δοκοί
3. Διαδοκίδες – Κατάστρωμα
4. Αναρτήρες

3.1.1 Τόξα

Τα τόξα υποβάλλονται σε θλίψη με ταυτόχρονη παρουσία κάμψης, συνεπώς ασφαλέστερη επιλογή αποτελούν κλειστές κοίλες διατομές οι οποίες μειώνουν τον κίνδυνο λυγισμού είτε εντός είτε εκτός επιπέδου. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι συγκολλητή κοίλη κυκλική με διάμετρο 2 m και πάχος 50 mm. Τα τόξα με άνοιγμα 172 m τοποθετούνται σε απόσταση 15 m και έχουν το σχήμα παραβολής με ύψος κλείδας στα 28 m. Το ύψος επιλέχθηκε ως το 1/6 του ανοίγματος (Κεφ. 1.2.1). Για την αύξηση της ευστάθειας τοποθετούνται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μεταξύ των τόξων. Η διατομή που χρησιμοποιείται είναι κοίλη κυκλική διαμέτρου 0.5 m με πάχος 25 mm.

3.1.2 Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί στηρίζονται από τους αναρτήρες και δεν ενώνονται με τα τόξα. Στα άκρα τους τοποθετούνται Pot Bearings και συμπεριφέρονται ως συνεχείς δοκοί επί ελαστικών στηρίξεων. Αποτελούνται από συγκολλητές διατομές I, ύψους 1.4 m και πλάτους 1.0 m. Το πάχος του πέλματος είναι 0.1 m και του κορμού 0.04 m. Οι κύριες δοκοί παραλαμβάνουν τα φορτία από τις διαδοκίδες και στηρίζονται στους αναρτήρες, ενώ λόγω της μη σύνδεσης με το κατάστρωμα δεν αναπτύσσουν σύμμικτη λειτουργία (λειτουργούν ως σιδηροδοκοί).

3.1.3 Διαδοκίδες – Κατάστρωμα

Οι διαδοκίδες συνδέουν τις κύριες δοκούς, αποτελούνται από πρότυπη διατομή HEB και τοποθετούνται ανά 4 m, σε θέσεις όπου υπάρχουν καλώδια. Η πλάκα σκυροδέματος εδράζεται στις διαδοκίδες και συνδέεται με αυτές μέσω διατμητικών συνδέσμων. Κατά αυτόν τον τρόπο αναπτύσσουν σύμμικτη λειτουργία οι διαδοκίδες, οι οποίες συνδέονται αρθρωτά με τις κύριες δοκούς και αναλαμβάνουν μόνο θετικές ροπές.

3.1.4 Αναρτήρες

Οι αναρτήρες μεταφέρουν τα φορτία από τις κύριες δοκούς στα τόξα. Επιλέχθηκαν καλώδια διαμέτρου 60 mm από προενταταμένο χάλυβα Y 1570 CA και τοποθετούνται κατακόρυφα ανά 8 m, σε θέσεις όπου υπάρχουν διαδοκίδες.

3.2 Κατάταξη διατομών

Ο σχεδιασμός ενός φορέα και των στοιχείων από τα οποία αποτελείται, απαιτεί την επιλογή κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου. Η μέθοδος αυτή αφορά τόσο την ανάλυση από την οποία προκύπτουν τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη, όσο και τον υπολογισμό των αντοχών των μελών του φορέα. Η κατάταξη των διατομών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 πραγματοποιείται για να διαπιστωθεί η ροπή αντοχής τους και αν υπάρχει απαίτηση ελέγχου σε κύρτωση [2]. Διακρίνονται τέσσερις κατηγορίες διατομών:

Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στρωφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.

Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στρωφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.

Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορίες 1 και 2: η πλαστική ροπή $(M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y)$

Κατηγορία 3: η ελαστική ροπή $(M_{el} = W_{el} \cdot f_y)$

Κατηγορία 4: η ροπή τοπικού λυγισμού $(M_0 < M_{el})$

Ο τοπικός λυγισμός επηρεάζει άμεσα την αντοχή και τη στρωφική ικανότητα των διατομών. Έτσι, για την κατάταξη χρησιμοποιούνται οι λόγοι πλάτους προς πάχος (c/t) των τοιχωμάτων των διατομών για στοιχεία που καταπονούνται από θλίψη, είτε λόγω αξονικής δύναμης είναι λόγω καμπτικής ροπής. Επομένως, η κατηγορία στην οποία ανήκει η διατομή εξαρτάται από τη γεωμετρία της αλλά και από την εντατική της κατάσταση. Η κατάταξη πραγματοποιείται για κάθε τοίχωμα ξεχωριστά και για τη διατομή ισχύει η μεγαλύτερη κατηγορία. Ειδικά στις γέφυρες επειδή δεν πραγματοποιείται πλαστική ανάλυση η διάκριση μεταξύ των κατηγοριών 1 και 2 είναι άνευ σημασίας. Τα κριτήρια που εφαρμόζονται για την κατάταξη των διατομών παρουσιάζονται συνοπτικά στους Πίνακες 3.1α, 3.1β και 3.1γ, όπως παρουσιάζονται στον Ευρωκώδικα 3.

Πίνακας 3.1α Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Αξονας κάμψης		
				Αξονας Κλίσης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	$\text{όταν } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1}$ $\text{όταν } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	$\text{όταν } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha-1}$ $\text{όταν } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	$\text{όταν } \psi > -1: c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67+0,33\psi}$ $\text{όταν } \psi \leq -1: c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 3.1β Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Προεξέχοντα πέλματα						
		Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη		Ακρο σε θλίψη	Ακρο σε εφελκυσμό	
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 3.1γ Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Γωνιακά

Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία

Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)	
3	$h/t \leq 15\epsilon$; $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$

Σωληνωτές διατομές

Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$
	ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.

$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

3.3 Περιγραφή ελέγχων

Μετά τον προσδιορισμό των φορτίων που δρουν επί της κατασκευής και των δυνατών συνδυασμών τους, όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο Κεφάλαιο, ακολουθεί ο έλεγχος των συνδυασμών αυτών στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Στόχος είναι να εξακριβωθεί εάν και σε ποιον βαθμό ικανοποιείται ο βασικός έλεγχος επάρκειας κάθε μέλους και διατομής του φέροντα οργανισμού για τους παραπάνω συνδυασμούς. Για αυτόν το λόγο, μορφώνεται το κατάλληλο προσομοίωμα της κατασκευής το οποίο αναλύεται με τη χρήση λογισμικού, ώστε να εντοπισθούν τα πλέον δυσμενή αποτελέσματα των δράσεων καθώς και οι θέσεις στις οποίες εμφανίζονται. Στη συνέχεια, ακολουθούν οι έλεγχοι ανάλογα με το είδος του στοιχείου που διαστασιολογείται.

3.3.1 Αντοχή σε εφελκυσμό

Η αντοχή σε εφελκυσμό είναι η μικρότερη τιμή από τη δύναμη διαρροής της πλήρους διατομής και της οριακής δύναμης της καθαρής διατομής:

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{0.9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right\} \quad (3.1)$$

όπου:

f_y	όριο διαρροής,
f_u	εφελκυστική αντοχή,
A	εμβαδόν πλήρους διατομής,
A_{net}	εμβαδόν καθαρής διατομής,
γ_{M0}	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας έναντι διαρροής (1.0),
γ_{M2}	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσης (1.25).

3.3.2 Αντοχή σε θλίψη – Λυγισμός μελών

Η αντοχή των διατομών σε θλίψη δίνεται από τις σχέσεις:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (3.2)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (3.3)$$

όπου:

A	εμβαδόν πλήρους διατομής
A_{eff}	εμβαδόν ενεργού διατομής

Η αντοχή των μελών σε λυγισμό δίνεται από τις σχέσεις:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (3.4)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (3.5)$$

Ως χ ορίζεται ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού που προσδιορίζεται από τις Ευρωπαϊκές καμπύλες λυγισμού ως ακολούθως:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{για } \bar{\lambda} > 0.2 \text{ ή } \chi = 1.0 \text{ για } \bar{\lambda} \leq 0.2 \quad (3.6)$$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (3.7)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (3.8)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_k^2} \quad (3.9)$$

Το α είναι ο συντελεστής ατελειών ως συνάρτηση της καμπύλης λυγισμού από τον παρακάτω Πίνακα.

Πίνακας 3.2 Συντελεστής ατελειών

Καμπύλη λυγισμού	a ₀	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

3.3.3 Αντοχή σε διάτμηση

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται από τον κορμό της χαλύβδινης δοκού και η σχέση που δίνει την αντοχή σε διάτμηση είναι η εξής:

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \cdot A_v \quad (3.10)$$

όπου A_v το εμβαδόν του κορμού ελατών διατομών I ή H.

3.3.4 Αντοχή σε κάμψη

Στη φάση κατασκευής και πριν τη σκυροδέτηση οι διατομές αποτελούνται αποκλειστικά από τη χαλύβδινη δοκό. Η αντοχή σε κάμψη δίνεται από τους παρακάτω τύπους:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot W_{pl}}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2} \quad (3.11)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{f_y \cdot W_{el,min}}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3} \quad (3.12)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot W_{eff,min}}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (3.13)$$

3.3.5 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, η γενική μέθοδος για τον έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σε κατάλληλο προσομοίωμα για εντός επιπέδου φόρτιση (ίδιο βάρος, φορτία κυκλοφορίας). Στο τριδιάστατο αναλυτικό προσομοίωμα πραγματοποιείται στατική επίλυση και γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού για εντός επιπέδου φόρτιση. Η στατική επίλυση απαιτείται για την αντιμετώπιση των φαινομένων αστάθειας εντός επιπέδου, ενώ η αστάθεια εκτός επιπέδου εξετάζεται με την ιδιομορφική ανάλυση από την οποία προκύπτει ο κρίσιμος συντελεστής α_{crit} που ορίζεται ως η ιδιοτιμή που αντιστοιχεί στην 1η εκτός επιπέδου ιδιομορφή [3].

Η ανηγμένη εκτός επιπέδου λυγηρότητα του συστήματος δίνεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{crit}}} \quad (3.14)$$

όπου:

$\alpha_{ult,k}$ είναι ο μεγεθυντικός συντελεστής των φορτίων, για τον οποίο η πλέον κρίσιμη διατομή του φορέα φτάνει τη χαρακτηριστική αντοχή, δηλαδή ο συντελεστής για τον οποίο η μέγιστη τάση της πλέον κρίσιμης διατομής θα φτάσει την οριακή αντοχή,
 α_{crit} είναι ο μεγεθυντικός συντελεστής των φορτίων εντός επιπέδου, που δίνει την 1^η ιδιομορφή για λυγισμό εκτός επιπέδου.

Ο μειωτικός συντελεστής χ_{op} πλευρικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται ως συνάρτηση της $\bar{\lambda}_{op}$ και προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$\chi_{op} = \min(\chi, \chi_{LT}) \quad (3.15)$$

όπου:

χ ο μειωτικός συντελεστής πλευρικού λυγισμού, λυγισμού ως προς ασθενή άξονα από την εξίσωση (3.6),
 χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού από την εξίσωση:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{για } \bar{\lambda}_{LT} > 0.2 \text{ ή } \chi_{LT} = 1.0 \text{ για } \bar{\lambda}_{LT} \leq 0.2 \quad (3.16)$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (3.17)$$

$$\text{με } \bar{\lambda}_{LT} = \bar{\lambda}_{op}$$

Ο συντελεστής ατελειών α δίνεται από τον Πίνακα 3.2, χρησιμοποιώντας τις καμπύλες λυγισμού του Πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.3 Επιλογή καμπύλων λυγισμού για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό ολόσωμων δοκών

Τύπος διατομής	Λόγος ύψους διατομής προς πλάτος πέλματος	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές δοκοί I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές δοκοί I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	Όλοι	d

Ο έλεγχος λυγισμού πραγματοποιείται με βάση τη σχέση:

$$\frac{\chi_{op} \cdot a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1.0 \quad (3.18)$$

3.3.6 Έλεγχος βελών

Ο έλεγχος αυτός διενεργείται με τα παραμορφωσιακά μεγέθη που προκύπτουν από τους συνδυασμούς φορτίων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ) ξεχωριστά για κάθε φάση κατασκευής. Τα υπερβολικά βέλη εκτός των δυσκολιών στη λειτουργία της γέφυρας επηρεάζει αρνητικά την αισθητική της. Σε περίπτωση υπέρβασης του ορίου υπάρχει πρόβλεψη αντιβέλους κατά την κατασκευή με στόχο τη μείωση της τελικής μετακίνησης. Στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκε οριακή τιμή βέλους $\delta_{max} = l/250$ [12].

4 Στατική και δυναμική ανάλυση - διαστασιολόγηση του φορέα

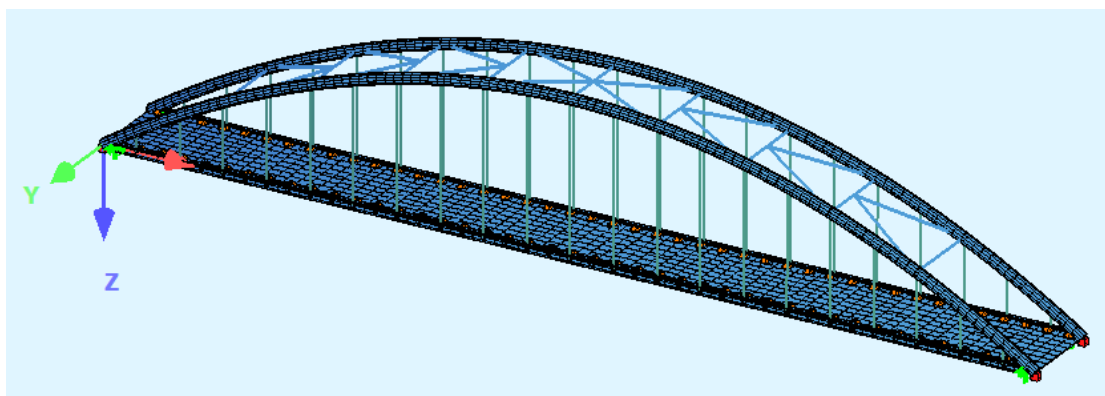
4.1 Προσομοίωμα ανάλυσης

Το προσομοίωμα το οποίο χρησιμοποιείται στην καθολική ανάλυση, είναι απαραίτητο να απεικονίζει και να περιγράφει με σαφήνεια και με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα τόσο ως σύνολο όσο και των επιμέρους στοιχείων (διατομές, μέλη, κόμβοι) που τον απαρτίζουν. Απαραίτητη είναι εισαγωγή στο προσομοίωμα των κύριων φερόντων στοιχείων της γέφυρας τα οποία μεταφέρουν τις κατακόρυφες και οριζόντιες δράσεις στη θεμελίωση με ασφάλεια καθώς και των δευτερευόντων στοιχείων που μεταφέρουν τις δράσεις στα κύρια. Επιπλέον, θα πρέπει να αποτυπώνεται η εντατική κατάσταση του φορέα, να είναι εύκολη η εισαγωγή των φορτίων και να επιτρέπει αξιόπιστη δυναμική ανάλυση. Αυτό επιτυγχάνεται με την ανάπτυξη τριδιάστατου προσομοιώματος του φέροντα οργανισμού της κατασκευής για την καθολική ανάλυση το οποίο αποτελείται από ραβδόμορφα πεπερασμένα στοιχεία.

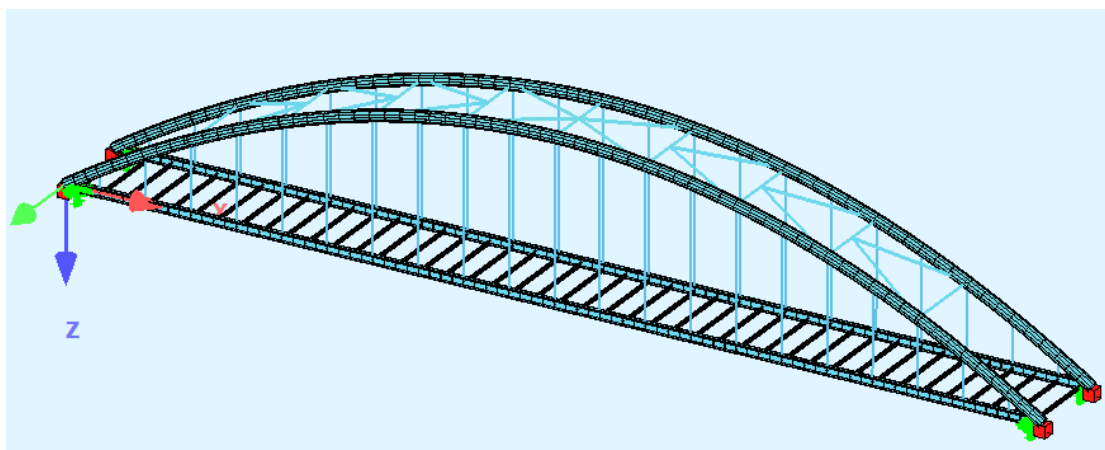
Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία η πλάκα του καταστρώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα διαστασιολογήθηκε ξεχωριστά με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (area elements) και δεν εισήχθη στο καθολικό προσομοίωμα. Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας ελήφθη υπόψη μέσω οριζόντιων συνδέσμων μεταξύ των κυρίων δοκών. Τα τόξα, οι οριζόντιοι σύνδεσμοι και οι κύριες δοκοί προσομοιώθηκαν ως γραμμικά στοιχεία δοκού (beam elements) αποτελούμενα από χαλύβδινη διατομή. Οι διαδοκίδες αποτελούνται από σιδηροδοκούς οι οποίες μέσω κατάλληλης σύνδεσης με την πλάκα από σκυρόδεμα αναπτύσσουν σύμμικτη λειτουργία και προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία δοκού με διατομή αποτελούμενη από 2 υλικά (σκυρόδεμα και χάλυβα). Οι αναρτήρες προσομοιώθηκαν με στοιχεία καλωδίου (cable elements). Όσον αφορά τις στηρίξεις, στα τόξα εισάγονται πακτώσεις στα άκρα τους και στις κύριες δοκούς ελατήρια μεγάλης στιβαρότητας για τη προσομοίωση των Pot Bearings. Οι διαδοκίδες συνδέονται αμφιαρθρωτά στις κύριες δοκούς.

Για την φάση κατασκευής πραγματοποιείται επίσης ανάλυση με τριδιάστατο προσομοίωμα στο οποίο εισάγονται οι φάσεις κατασκευής ξεχωριστά. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης και τα βήματα της ανέγερσης παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 5.

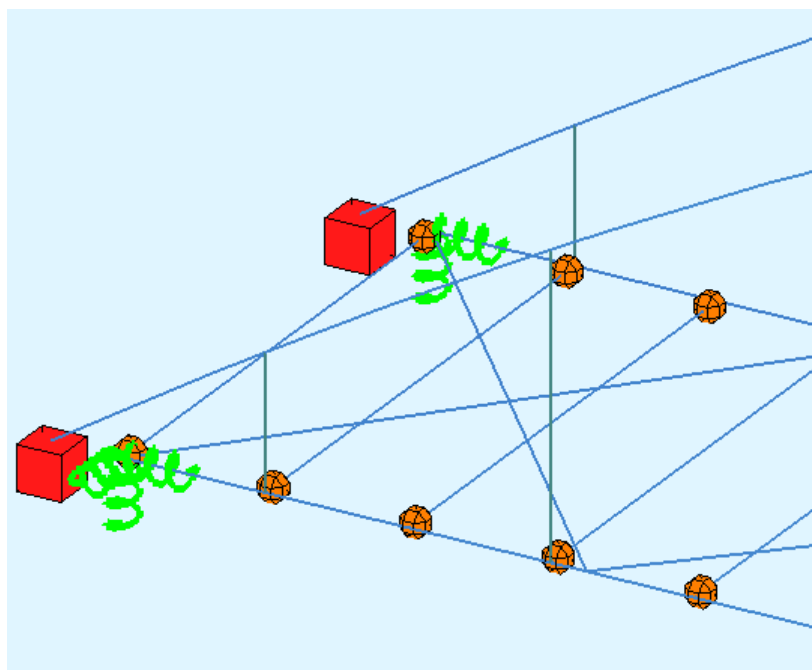
Παρακάτω παρατίθεται μια απεικόνιση του προσομοιώματος στη φάση λειτουργίας (Σχήμα 4.1) αλλά και στη φάση κατασκευής (Σχήμα 4.2) καθώς και μια λεπτομέρεια των στηρίξεων τόξου και κύριας δοκού (Σχήμα 4.3). Επιπλέον, παρουσιάζονται εν συντομία οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση (Σχήματα 4.4 - 4.7).



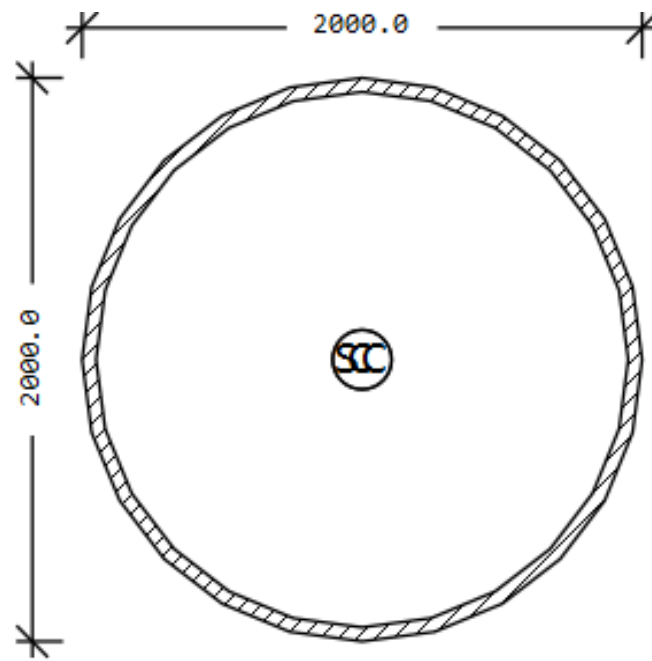
Σχήμα 4.1 Προσομοίωμα φορέα στη φάση λειτουργίας



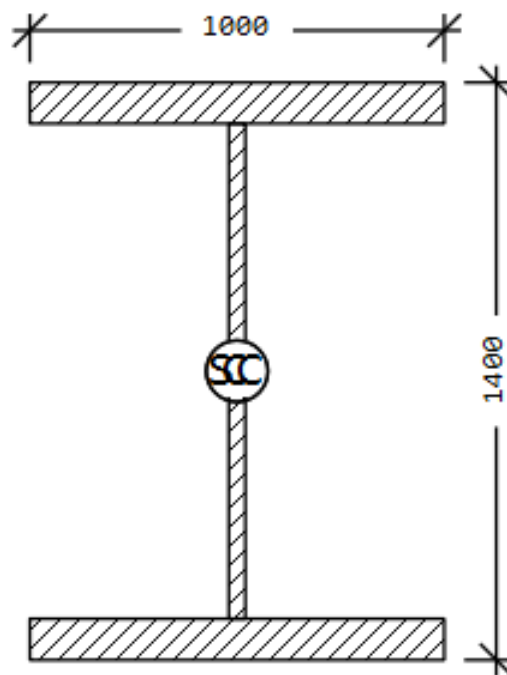
Σχήμα 4.2 Προσομοίωμα φορέα στη φάση κατασκευής



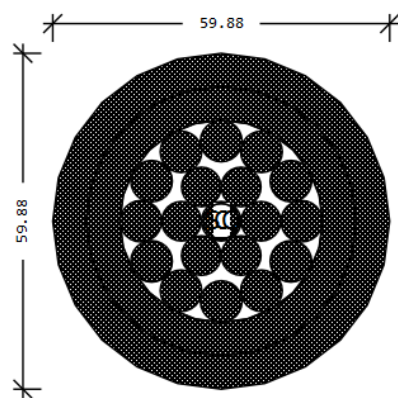
Σχήμα 4.3 Απεικόνιση στηρίξεων του φορέα



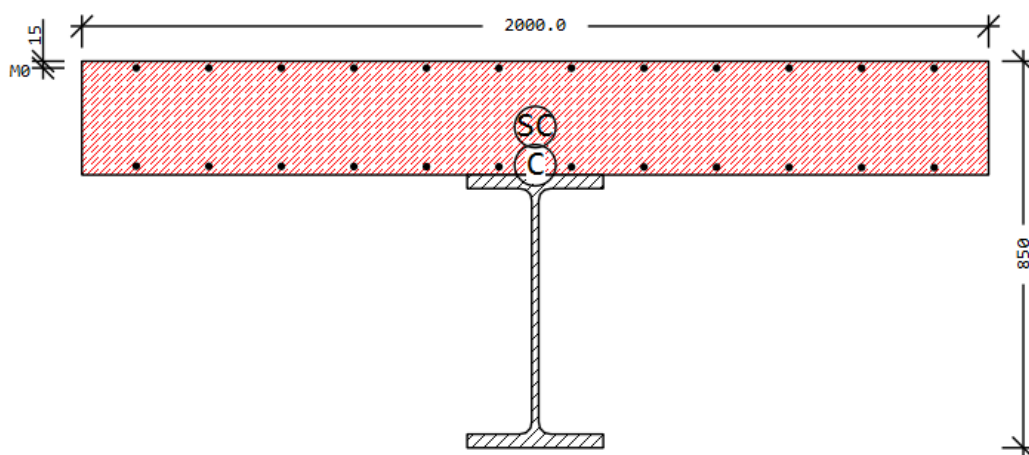
Σχήμα 4.4 Διατομή τόξου [mm]



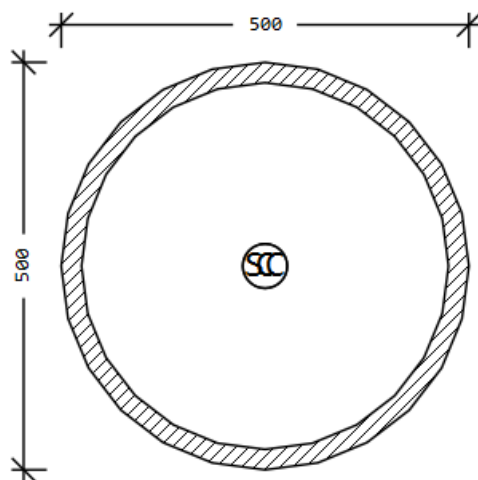
Σχήμα 4.5 Διατομή κύριας δοκού [mm]



Σχήμα 4.5 Διατομή καλωδίου [mm]



Σχήμα 4.6 Διατομή δευτερεύουσας δοκού [mm]



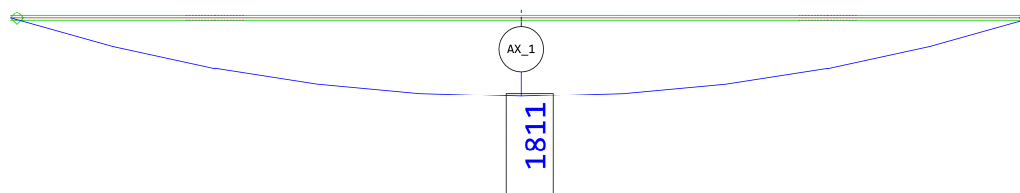
Σχήμα 4.7 Διατομή συνδέσμου δυσκαμψίας [mm]

4.2 Διαστασιολόγηση

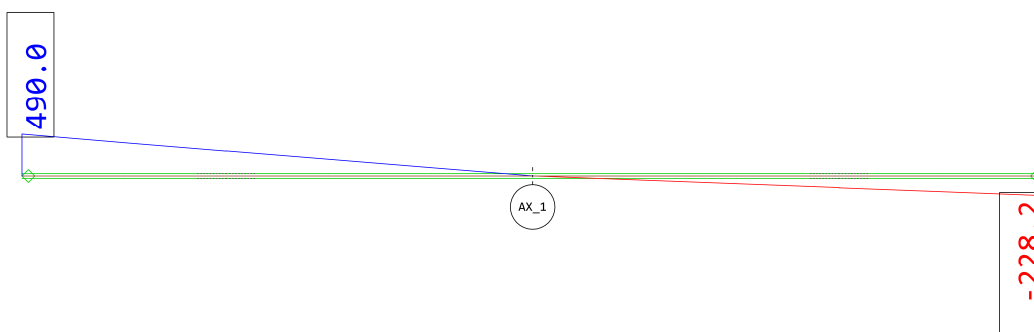
Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των επιμέρους δομικών στοιχείων πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2, 3 και 4 με τη βοήθεια των υποπρογραμμάτων του SOFiSTiK 2018. Οι διατομές επιλέχθηκαν ώστε να ικανοποιούν τα κριτήρια ασφαλείας που ορίζουν οι κανονισμοί αλλά και με βάση τον βαθμό αξιοποίησής τους για οικονομικούς λόγους. Στον φορέα ασκούνται τα φορτία που υπολογίστηκαν στον Κεφάλαιο 2 και εισήχθησαν στο προσομοίωμα μέσω του υποπρογράμματος SofiLoad. Το ίδιο βάρος των μελών εισάγεται αυτόματα από το λογισμικό. Στους ελέγχους χρησιμοποιήθηκαν τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ελαστική γραμμική ανάλυση πρώτης τάξης. Με χρήση του υποπρογράμματος AqB, τα αποτελέσματα παρουσιάζονται υπό τη μορφή συντελεστή αξιοποίησης της διατομής. Παρακάτω παρουσιάζονται κάποιοι έλεγχοι «με το χέρι» για διασταύρωση αποτελεσμάτων.

4.2.1 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες λειτουργούν ως αμφιέρειστες σύμμικτες δοκοί με πλάτος πλάκας σκυροδέματος 4.0 m και πάχος 0.25 m. Για τη χαλύβδινη δοκό επιλέγεται πρότυπη διατομή HEB 600 και ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε με βάση τα πλαστικά μεγέθη αντοχής. Ακολουθούν οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν για μια τυπική διαδοκίδα. Στα Σχήματα 4.8 και 4.9 παρατίθενται τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων της διαδοκίδας. Στον Πίνακα 4.1 παρουσιάζονται οι αντοχές σχεδιασμού της σύμμικτης διατομής, όπως αυτές υπολογίστηκαν από το υποπρόγραμμα Aqua. Μετά τους ελέγχους διατομής παρατίθενται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης του SOFiSTiK μέσω του συντελεστή αξιοποίησης, όπως αυτός προέκυψε από το υποπρόγραμμα AqB (Σχήμα 4.10).



Σχήμα 4.8 Διάγραμμα ροπών κάμψης διαδοκίδας [kNm]



Σχήμα 4.9 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων διαδοκίδας [kN]

Πίνακας 4.1 Αντοχές σχεδιασμού σύμμικτης διατομής από Aqua

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm2]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
C ¹	9006.9	21050.96	7491.99	3615.80	17660.53	1036.72	2769.80	13394.19	980.0	-344.	-, a, b
C ¹	-12354.1						3403.23	0.00	0.0	-240.	COMB ²
C ¹	-14890.7						0.00	18031.31	0.0	0.0	COMB ²
C ¹	-38581.0	21050.96	7491.99	3615.80	17660.53	1036.72	-1434.88	-13394.2	-980.	-130.	
C ¹	-17220.1						-2522.54	0.00	0.0	-240.	COMB ²
C ¹	-14683.4						0.00	-18031.3	0.0	0.0	COMB ²
E ³	61976.8	5108.74	1482.86	1620.59	8909.26	852.64	2097.23	20390.07	0.0	-240.	
E ³	-33917.9	5108.74	1482.86	1620.59	8909.26	5265.26	-2097.23	-20390.1	0.0	-240.	
D ¹	8071.2	14692.29	5336.01	2464.75	11993.18	716.03	2454.13	10854.34	686.4	-325.	
D ¹	-6769.1						2738.52	0.00	0.0	-240.	COMB ²
D ¹	-9957.3						0.00	12692.44	0.0	0.0	COMB ²
D ¹	-27787.3	14692.29	5336.01	2464.75	11993.18	716.03	-1287.98	-10854.3	-687.	-129.	
D ¹	-12947.0						-2151.40	0.00	0.0	-240.	COMB ²
D ¹	-9758.8						0.00	-12692.4	0.0	0.0	COMB ²
F ³	56342.5	3405.83	988.57	1080.39	5939.51	568.43	1906.58	13593.38	0.0	-240.	
F ³	-22611.9	3405.83	988.57	1080.39	5939.51	4786.60	-1906.58	-13593.4	0.0	-240.	

¹ C/D - plastic characteristic/design values (ultimate bearing capacity)
² Maximum moment (Defining Point C in interaction diagram)
³ E/F - elastic characteristic/design values (maximum strain reaches yield limit)

N[kN]	normal force	Mb[kNm2]	warping moment
Vy[kN], Vz[kN]	shear force	My[kNm], Mz[kNm]	bending moment
Mt[kNm]	primary torsional moment	y[mm], z[mm]	ordinate of plastic centre
Mt2[kNm]	secondary torsional moment	BUCK	buckling curve (LTB, y-y, z-z)

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, στις σύμμικτες δοκούς, για την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ), ελέγχεται η αντοχή σε κάμψη και εγκάρσια διάτμηση, η αντοχή τους σε στρεπτοκαμτικό λυγισμό και η αντοχή τους σε διαμήκη διάτμηση [13].

Έλεγχοι διατομής

Έλεγχος έναντι κάμψης $M_{pl,Rd} = 2454 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1811 \text{ kNm}$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας $V_{pl,Rd} = 5336 \text{ kN} > V_{Ed} = 490 \text{ kN}$

Παρατίθεται σύντομος υπολογισμός των μεγεθών αντοχής προς επιβεβαίωση αποτελεσμάτων «με το χέρι».

Θετική πλαστική ροπή αντοχής $M_{pl,Rd}$

A_a : εμβαδόν σιδηροδοκού,

f_{yd} : τάση διαρροής χάλυβα,

f_{cd} : θλιπτική τάση αντοχής σκυροδέματος,

b : πλάτος πλάκας σκυροδέματος,

z_o : θέση ουδέτερου άξονα,

z_a : θέση κέντρου βάρους σιδηροδοκού,

d : πάχος της πλάκας σκυροδέματος.

Εφελκυστική δύναμη: $Z = A_a \cdot f_{yd} = 180.6 \text{ cm}^2 \cdot 35.5 \text{ kN/cm}^2 = 6411.3 \text{ kN}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $z_o = \frac{Z}{b \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{6411.3}{400 \cdot 0.85 \cdot 3.5 / 1.5} = 8.0 \text{ cm} < d = 25 \text{ cm}$

Πλαστική ροπή αντοχής:

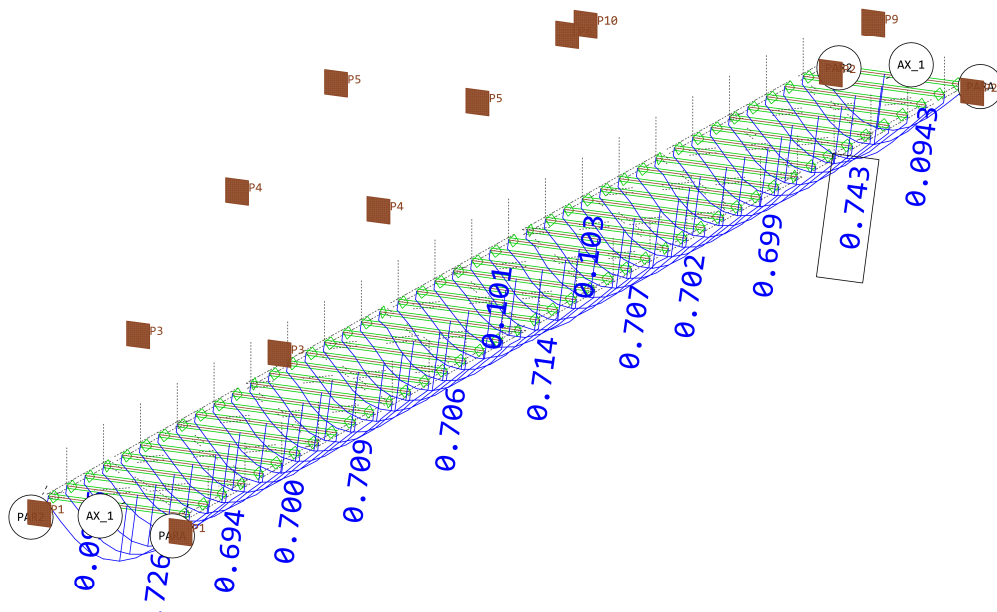
$M_{pl,Rd} = Z \cdot (z_a - \frac{z_o}{2}) = 6411.3 \cdot (43 - \frac{8}{2}) = 2500 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1811 \text{ kNm}$

Αντοχή έναντι τέμνουσών δυνάμεων $V_{pl,Rd}$
 Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού, όπου A_{vz} είναι το εμβαδόν του κορμού της σιδηροδοκού ($A_{vz} = 60.6 \text{ cm}^2$).

$$V_{pl,a,Rd} = A_{vz} \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_M} = 60.6 \cdot \frac{35.5 / \sqrt{3}}{1.0} = 1242 \text{ kN} > V_{Ed} = 490 \text{ kN}$$

Στις αμφιέριστες δοκούς οι μέγιστες τέμνουσες και οι μέγιστες ροπές δρουν σε διαφορετικές θέσεις και δεν αλληλοεπηρεάζονται.

Στο Σχήμα 4.10 παρατίθενται τα αποτελέσματα, όπως αυτά προέκυψαν από το υποπρόγραμμα AqB.



Σχήμα 4.10 Συντελεστές αξιοποίησης διαδοκίδων

Έλεγχος ευστάθειας

Στη φάση λειτουργίας το θλιβόμενο πέλμα συνδέεται με την πλάκα σκυροδέματος και δεν κινδυνεύει από πλευρική εκτροπή. Συνεπώς, δεν απαιτείται έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού [14].

Έλεγχος διαμήκους διάτμησης

Στις γέφυρες η σύνδεση μεταξύ της χαλύβδινης δοκού και της πλάκας σκυροδέματος του καταστρώματος πραγματοποιείται με τη βοήθεια διατμητικών συνδέσμων. Ο Ευρωκώδικας 1994-2 προβλέπει αποκλειστικά έναν τύπο διατμητικών συνδέσεων, τους διατμητικούς ήλους κεφαλής. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διαμήκη διάτμηση που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού και σκυροδέματος. Σύμφωνα με τον EN 1994-2 στις γέφυρες η διατμητική σύνδεση πρέπει να είναι πλήρης, δηλαδή επιβάλλεται οι διατμητικοί σύνδεσμοι να παραλαμβάνουν ολόκληρη τη διαμήκη διάτμηση,

ώστε να εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ χαλύβδινης δοκού και πλάκας σκυροδέματος. Οι διαστάσεις των διατμητικών ήλων σύμφωνα με το EN 13918 παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.2 [1].

Η δοκός που εξετάζεται είναι αμφιέριστη και για το μισό της μήκος (μεταξύ μηδενικής και μέγιστης ροπής) ισχύει: $V_l = Z^+ = Z_a = 6411.3 \text{ kN}$

Πίνακας 4.2 Διαστάσεις διατμητικών ήλων σε [mm]

d	d ₂	h
16	29	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200
19	32	75, 100, 125, 150, 200
22	35	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250
25	38	100, 125, 150, 175, 200, 250

Επιλέγεται:

Διάμετρος ήλου $d = 22 \text{ mm} < 2.5t_f = 2.5 \cdot 22.5 = 56.25 \text{ mm}$

Ύψος ήλου $h_{\eta\lambda} = 200 \text{ mm} > h_p = 80 \text{ mm}$

$h_{\eta\lambda} = 200 \text{ mm} < h_{o\lambda} = 250 \text{ mm}$

Εξασφαλίζεται η ελάχιστη επικάλυψη: $h_{o\lambda} - h = 250 - 200 = 50 \text{ mm} > c_{min} = 20 \text{ mm}$

Η οριακή αντοχή του ήλου προσδιορίζεται ως εξής:

$$P_{Rd} = \min \{ P_{v,Rd}, P_{b,Rd} \} = \min \left\{ 0.8 \cdot f_u \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) / \gamma_v, 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \right\} \quad (4.1)$$

όπου:

$P_{v,Rd}$ η αντοχή του ήλου σε διάτμηση,

$P_{b,Rd}$ η αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυνας,

γ_v ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας ($\gamma_v = 1.25$),

f_u η εφελκυστική τιμή αντοχής του ήλου ($f_u = 500 \text{ MPa}$),

f_{ck} η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ($f_{ck} = 35 \text{ MPa}$),

E_{cm} το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος,

$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right)$ για $3 \leq h/d \leq 4$,

$\alpha = 1$ για $4 \leq h/d$.

Εδώ $\alpha = 1$

Επομένως, από την εξίσωση (4.1) προκύπτει:

$$P_{v,Rd} = 0.8 \cdot 50 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 2.2^2}{4} \right) / 1.25 = 121.6 \text{ kN}$$

$$P_{b,Rd} = 0.29 \cdot 1 \cdot 2.2^2 \cdot \sqrt{3.5 \times 3400} / 1.25 = 122.5 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min \{P_{v,Rd}, P_{b,Rd}\} = \min \{121.6, 122.5\} = 121.6 \text{ kN}$$

Άρα, ο αριθμός των ήλων που απαιτούνται είναι: $n_{\eta\lambda} = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{6411.3}{121.6} = 52.7 \rightarrow 53 \text{ ήλοι,}$

οι οποίοι θα τοποθετηθούν σε ίσες αποστάσεις ανά: $e_L = \frac{0.5 \cdot 1500}{53} = 14.2 \text{ cm}$

Στη συνέχεια, ελέγχονται οι αποστάσεις των ήλων, ώστε να διαπιστωθεί ότι βρίσκονται εντός των ορίων που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4 [13]. Οι επιτρεπόμενες τιμές φαίνονται στον Πίνακα 4.3.

Πίνακας 4.3 Γεωμετρικοί περιορισμοί διάταξης των ήλων

	min e_L	max e_L	min e_T	min c	min b_o
Ολόσωμες πλάκες	5d	$\leq 6h_c$ $\leq 800 \text{ mm}$	2.5d	20 mm (ό,τι ισχύει για τον οπλισμό μείον 5 mm)	-
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο κάθετο στη δοκό)		$\leq 6(h_c+h_p)$ $\leq 800 \text{ mm}$	4d		50 mm

Στη διαμήκη διεύθυνση:

$$\min e_L = 5 \cdot d = 5 \cdot 2.2 = 11 \text{ cm}$$

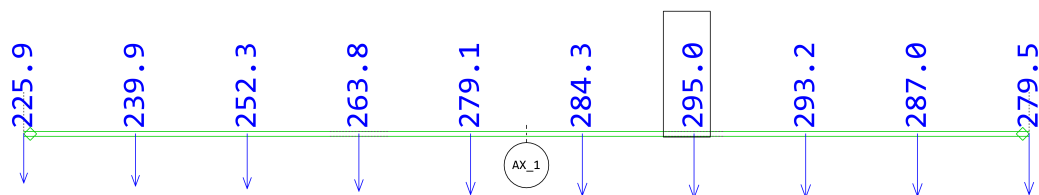
$$\max e_L = \min \{6 \times h_c, 800 \text{ mm}\} = \min \{6 \times 250, 800\} = \min \{1500, 800\} = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$$

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης των διαδοκίδων ισούται με

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{15000 \text{ mm}}{250} = 60 \text{ mm}$$

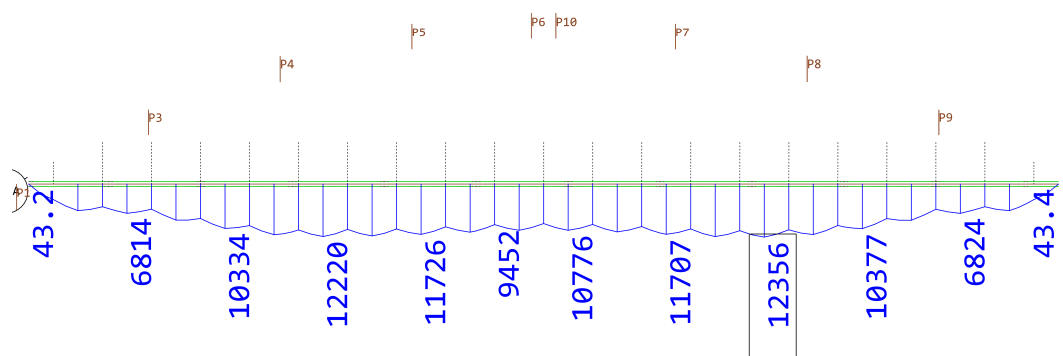
Από την ανάλυση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας της φάσης λειτουργίας προκύπτει μέσω γραμμικής παλινδρόμησης στο Σχήμα 4.11 βέλος $\delta = 42 \text{ mm} < \delta_{\max} = 60 \text{ mm}$.



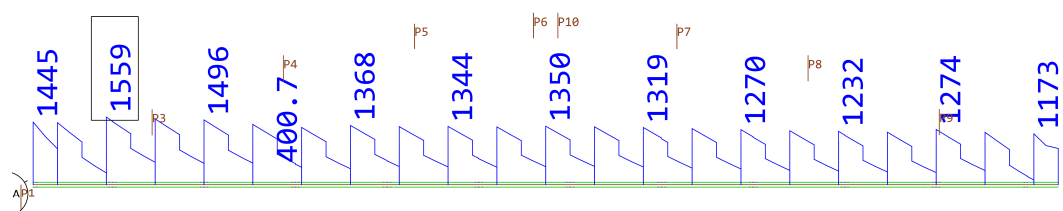
Σχήμα 4.11 Διάγραμμα βελών κάμψης διαδοκίδας [mm]

4.2.2 Κύριες δοκοί

Ο ρόλος των κύριων δοκών είναι η παραλαβή των φορτίων από τις διαδοκίδες και η μεταφορά τους στα τόξα μέσω των αναρτήρων. Λειτουργούν ως σιδηροδοκοί συγκολλητής συμμετρικής διατομής με διαστάσεις πέλματος 1000 mm x 100 mm και διαστάσεις κορμού 1200 mm x 40 mm. Ακολουθεί η διαστασιολόγηση μιας τυπικής δοκού στη φάση λειτουργίας. Στα Σχήματα 4.12 και 4.13 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων, ενώ στον Πίνακα 4.4 οι αντοχές σχεδιασμού της δοκού, όπως υπολογίστηκαν από το υποπρόγραμμα Aqua. Μετά τους ελέγχους διατομής παρατίθενται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης του SOFiSTiK μέσω του συντελεστή αξιοποίησης, όπως αυτός προέκυψε από το υποπρόγραμμα Aqb (Σχήμα 4.14).



Σχήμα 4.12 Διάγραμμα ροπών κάμψης κύριας δοκού [kNm]



Σχήμα 4.13 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων κύριας δοκού [kN]

Πίνακας 4.4 Αντοχές σχεδιασμού δοκού από Aqua

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm2]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
C ¹	83080.0	43012.52	13352.17	2266.51	25742.37	10935.75	48374.02	16910.81	300.0	750.0	- , b, c
E ²	83080.0	22878.42	9689.83	1136.99	14877.90	6797.47	43275.64	11170.96	300.0	750.0	
D ¹	75527.3	39102.32	12138.33	2060.46	23402.15	9941.59	43976.38	15373.46	300.0	750.0	
F ²	75527.3	20798.56	8808.94	1033.63	13525.36	6179.52	39341.48	10155.42	300.0	750.0	
¹ C/D - plastic characteristic/design values (ultimate bearing capacity)											
² E/F - elastic characteristic/design values (maximum strain reaches yield limit)											
N[kN]	normal force			Mb[kNm2]	warping moment						
Vy[kN], Vz[kN]	shear force			My[kNm], Mz[kNm]	bending moment						
Mt[kNm]	primary torsional moment			y[mm], z[mm]	ordinate of plastic centre						
Mt2[kNm]	secondary torsional moment			BUCK	buckling curve (LTB, y-y, z-z)						

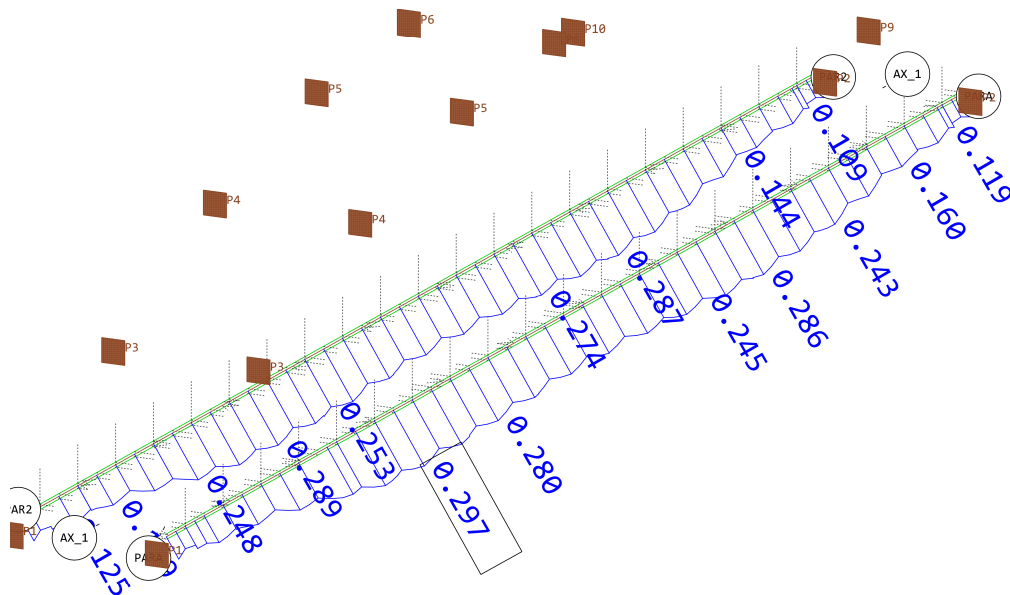
Κατάταξη διατομής

Πραγματοποιείται η κατάταξη της διατομής, όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 3.2. Για τον κορμό ισχύει $c/t = 1200/40 = 30 < 72 \cdot \sqrt{(235/355)} = 58.58$, άρα ο κορμός ανήκει στην κατηγορία 1. Αντίστοιχα για το πέλμα $c/t = 480/100 = 4.8 < 9 \cdot \sqrt{(235/355)} = 7.32$, άρα και το πέλμα ανήκει στην κατηγορία 1.

Έλεγχος διατομής

Έλεγχος έναντι κάμψης $M_{pl,Rd} = 43976 \text{ kNm} > M_{Ed} = 12356 \text{ kNm}$
Έλεγχος έναντι τέμνουσας $V_{pl,Rd} = 39102 \text{ kN} > V_{Ed} = 1559 \text{ kN}$

Στο Σχήμα 4.14 παρατίθενται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των κύριων δοκών, όπως αυτά προέκυψαν από το υποπρόγραμμα Aq.b.



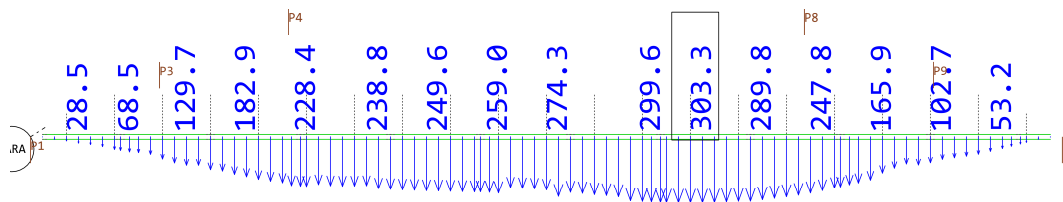
Σχήμα 4.14 Συντελεστές αξιοποίησης κύριων δοκών

Έλεγχος βελών

Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης των κύριων δοκών ισούται με

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{172000 \text{ mm}}{250} = 688 \text{ mm}$$

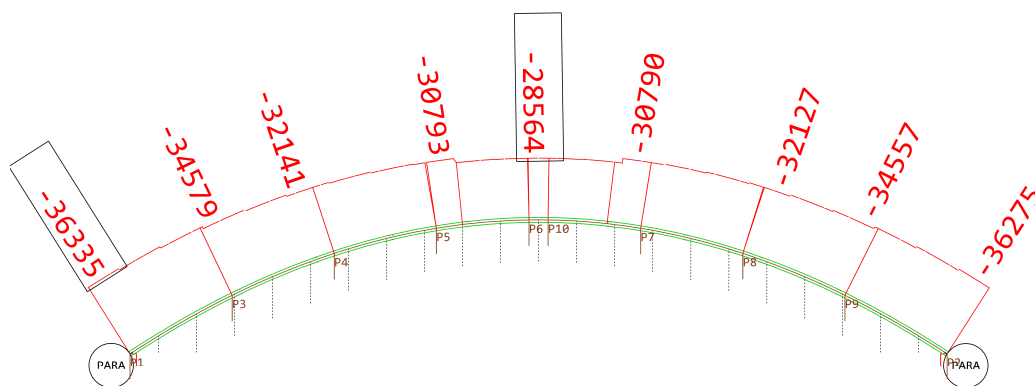
Από την ανάλυση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας της φάσης λειτουργίας προκύπτει μέσω γραμμικής παλινδρόμησης στο Σχήμα 4.15 βέλος $\delta = 303.3 \text{ mm} < \delta_{\max} = 688 \text{ mm}$.



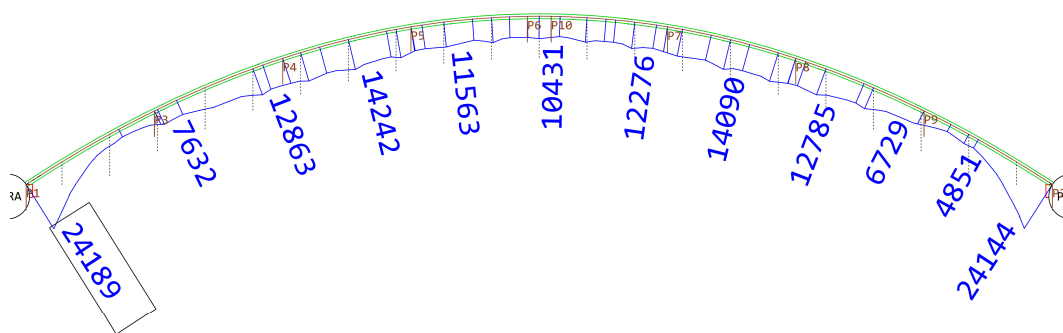
Σχήμα 4.15 Διάγραμμα βελών κάμψης κύριας δοκού [mm]

4.2.3 Τόξα

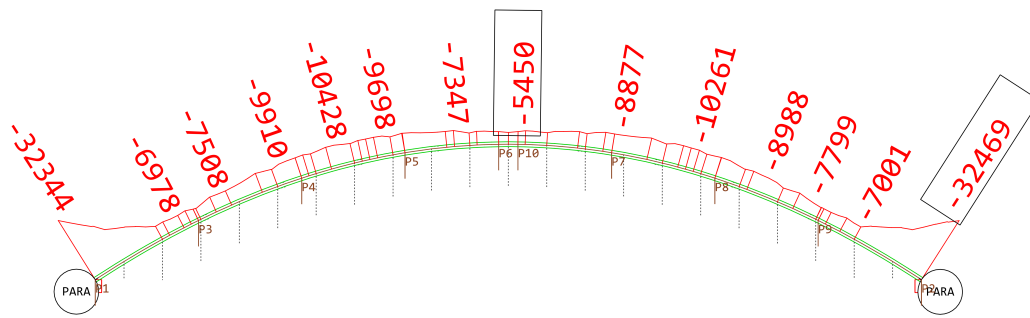
Τα τόξα παραλαμβάνουν τα φορτία της γέφυρας και τα μεταφέρουν στις θεμελιώσεις με ασφάλεια. Στα άκρα τους θεωρούνται πλήρως πακτωμένα και καταπονούνται από θλίψη σε συνδυασμό με κάμψη. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι κοίλη κυκλική με διάμετρο 2.0 m και πάχος 50 mm. Στα Σχήματα 4.16 - 4.20 φαίνονται τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τους συνδυασμούς στην ΟΚΑ, ενώ στον Πίνακα 4.5 οι αντοχές σχεδιασμού της διατομής. Μετά τους ελέγχους διατομής παρατίθενται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης του SOFiSTiK μέσω του συντελεστή αξιοποίησης, όπως αυτός προέκυψε από το υποπρόγραμμα AqB (Σχήμα).



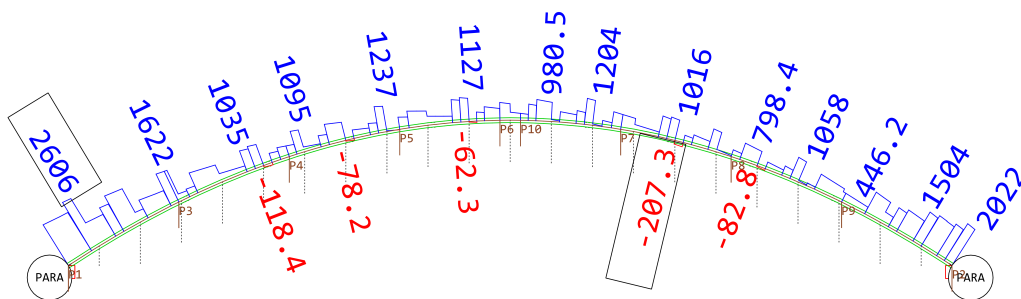
Σχήμα 4.16 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων τόξου [kN]



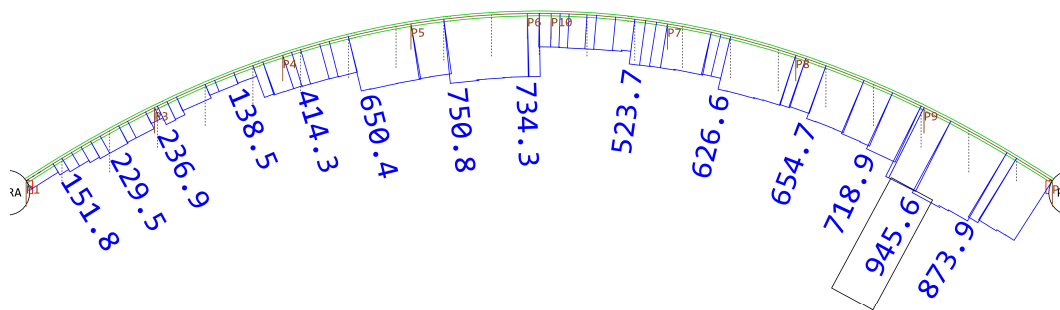
Σχήμα 4.17 Διάγραμμα θετικών ροπών κάμψης τόξου [kNm]



Σχήμα 4.18 Διάγραμμα αρνητικών ροπών κάμψης τόξου [kNm]



Σχήμα 4.18 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων τόξου [kN]



Σχήμα 4.20 Διάγραμμα ροπών στρέψης δυνάμεων τόξου [kNm]

Πίνακας 4.5 Αντοχές σχεδιασμού τόξου από Aqua

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm2]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
C ¹	102612.3	38260.50	38260.50	57774.79			63705.85	63705.85	0.0	-0.0	-, a, a
E ²	102612.3	29634.59	29634.59	56355.11			48804.98	48804.98	0.0	0.0	
D ¹	93283.9	34782.27	34782.27	52522.53			57914.41	57914.41	0.0	-0.0	
F ²	93283.9	26940.53	26940.53	51231.91			44368.16	44368.16	0.0	0.0	

¹ C/D = plastic characteristic/design values (ultimate bearing capacity)

Κατάταξη διατομής

Πραγματοποιείται η κατάταξη της διατομής, όπως αυτή περιγράφεται στο Κεφάλαιο 3.2. Για τις κοίλες κυκλικές διατομές ισχύει $d/t = 2000/50 = 40 < 70\sqrt{(235/355)^2} = 46.34$, άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 2.

Έλεγχος διατομής

Έλεγχος έναντι αξονικής	$N_{pl,Rd} = 93283 \text{ kN} > N_{Ed} = 36335 \text{ kN}$
Έλεγχος έναντι κάμψης	$M_{pl,Rd} = 57914 \text{ kNm} > M_{Ed}^+ = 24189 \text{ kNm}$
Έλεγχος έναντι κάμψης	$M_{pl,Rd} = 57914 \text{ kNm} > M_{Ed}^- = 32469 \text{ kNm}$
Έλεγχος έναντι τέμνουσας	$V_{pl,Rd} = 34782 \text{ kN} > V_{Ed} = 2606 \text{ kN}$
Έλεγχος έναντι στρέψης	$M_{t,Rd} = 52522 \text{ kNm} > M_{tEd} = 945.6 \text{ kNm}$

Ελέγχεται επιπλέον η αλληλεπίδραση των εντατικών μεγεθών μεταξύ τους.

1. Στρέψη και τέμνουσα

Η πλαστική αντοχή σε διάτμηση που λαμβάνει υπόψη τη στρεπτική επιρροή μειώνεται από $V_{pl,Rd}$ σε $V_{pl,T,Rd}$ ως εξής:

$$\tau_{\tau,Ed} = \frac{M_t}{A} = \frac{945.6}{0.30631} = 3087 \text{ kN} / m$$

Οπότε,

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{\tau,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} = \left[1 - \frac{3087}{(35500 / \sqrt{3}) / 1.0} \right] V_{pl,Rd} = 0.85 V_{pl,Rd} = 29564.7 \text{ kN}$$

$$V_{pl,T,Rd} = 29564.7 \text{ kN} > V_{Ed} = 2606 \text{ kN}$$

Συνεπώς, επαρκεί για τον συνδυασμό στρέψης και τέμνουσας.

2. Κάμψη και τέμνουσα

Η δρώσα τέμνουσα δύναμη V_{Ed} δεν ξεπερνάει το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, συνεπώς, δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής της διατομής.

$$V_{Ed} = 2606 \text{ kN} < 0.5 V_{pl,T,Rd} = 14782 \text{ kN}$$

3. Κάμψη και αξονική δύναμη

Για κοίλες κυκλικές διατομές ισχύει:

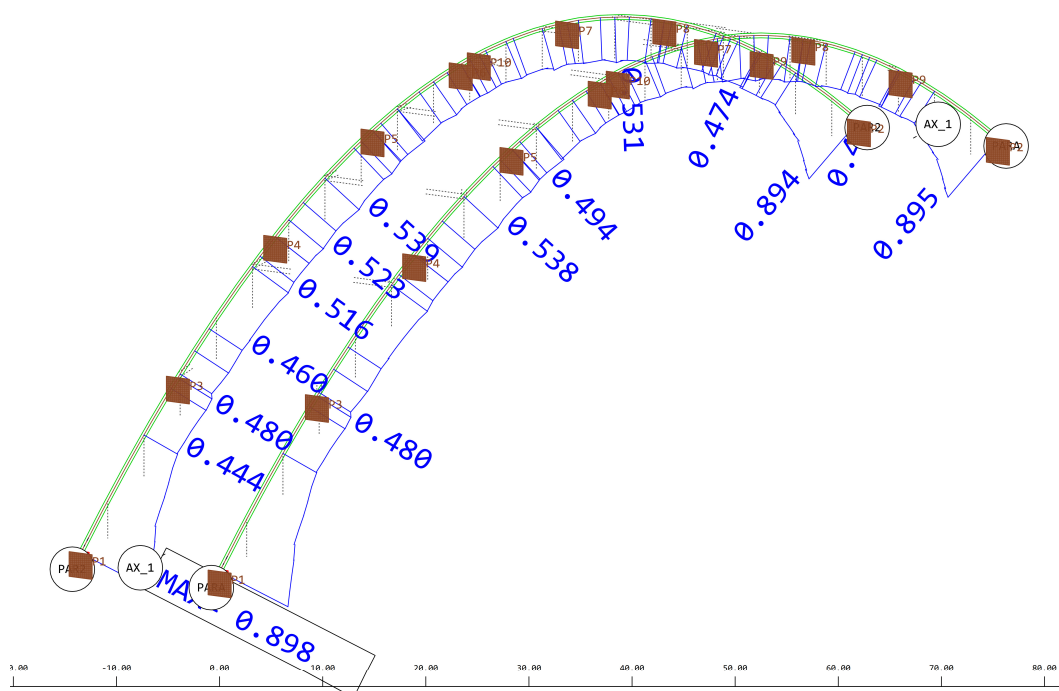
$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1.7}), \text{ όπου } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{36335}{93283} = 0.39$$

Για τη διατομή του τόξου ισχύει: $M_{pl,Rd} = 57914 \text{ kNm}$

$$\text{Άρα, } M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1.7}) = 57914 (1 - 0.39^{1.7}) = 46229 \text{ kNm} > M_{Ed} = 32469 \text{ kNm}$$

επαρκεί για τον συνδυασμό κάμψης και αξονικής δύναμης.

Στο Σχήμα 4.21 παρατίθενται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των τόξων, όπως αυτά προέκυψαν από το υποπρόγραμμα AqB.



Σχήμα 4.21 Συντελεστές αξιοποίησης τόξων

Έλεγχος ευστάθειας

Για τον έλεγχο ευστάθειας των τόξων εφαρμόστηκε η γενική μέθοδος του μέρους 1-1 του Ευρωκώδικα 3, όπως αυτή παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3.3.5, με χρήση της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού του SOFiSTiK [10]. Πραγματοποιήθηκαν 2 αναλύσεις στις οποίες εκτός από το ίδιο βάρος, εφαρμόζεται στο καθολικό προσομοίωμα ένα ομοιόμορφο κινητό φορτίο σε ολόκληρο το μήκος της γέφυρας και ένα στο μισό (Σχήματα 4.22 και 4.23) για να διαπιστωθεί ποια περίπτωση αποτελεί τη δυσμενέστερη. Στη συνέχεια, αναλύονται οι 20 πρώτες ιδιομορφές με σκοπό την εύρεση της ιδιοτιμής που αντιστοιχεί στην πρώτη εκτός επιπέδου ιδιομορφή. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι πρώτες 4 ιδιομορφές λυγισμού εκτός επιπέδου στα Σχήματα 4.24 - 4.27 με την 1η να είναι η δυσμενέστερη (αυτή με τον μικρότερο συντελεστή α_{crit}).

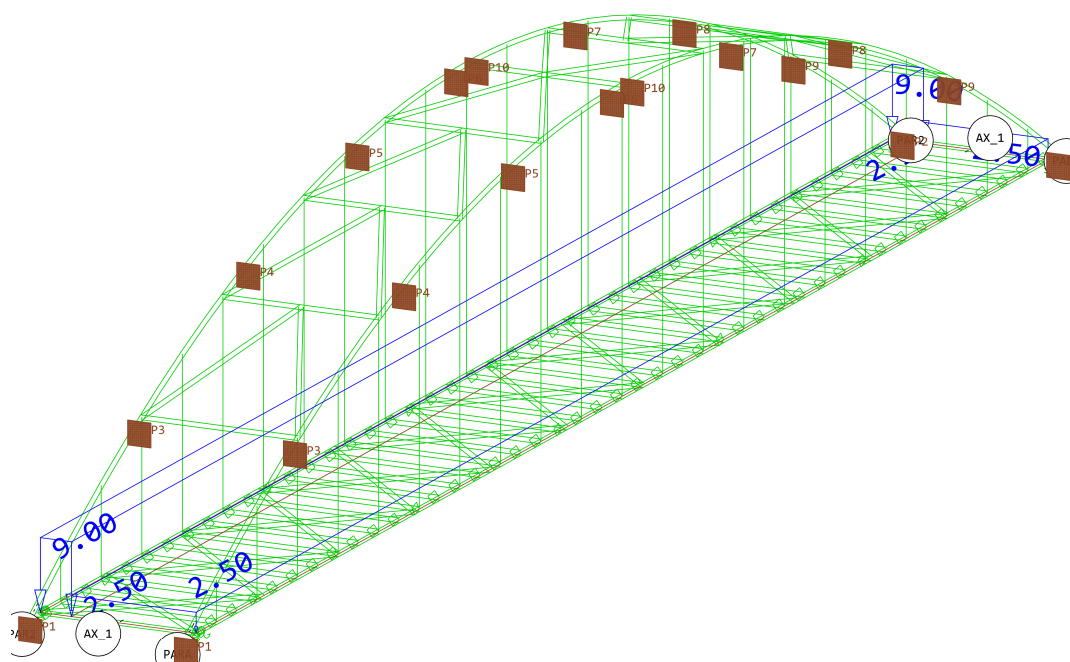
Πίνακας 4.6 Συντελεστής α_{crit} για τις 4 δυσμενέστερες ιδιομορφές λυγισμού εκτός επιπέδου

1η Ιδιομορφή	$\alpha_{crit,1} = 6.37$
2η Ιδιομορφή	$\alpha_{crit,2} = 7.40$
3η Ιδιομορφή	$\alpha_{crit,3} = 7.46$
4η Ιδιομορφή	$\alpha_{crit,4} = 10.19$

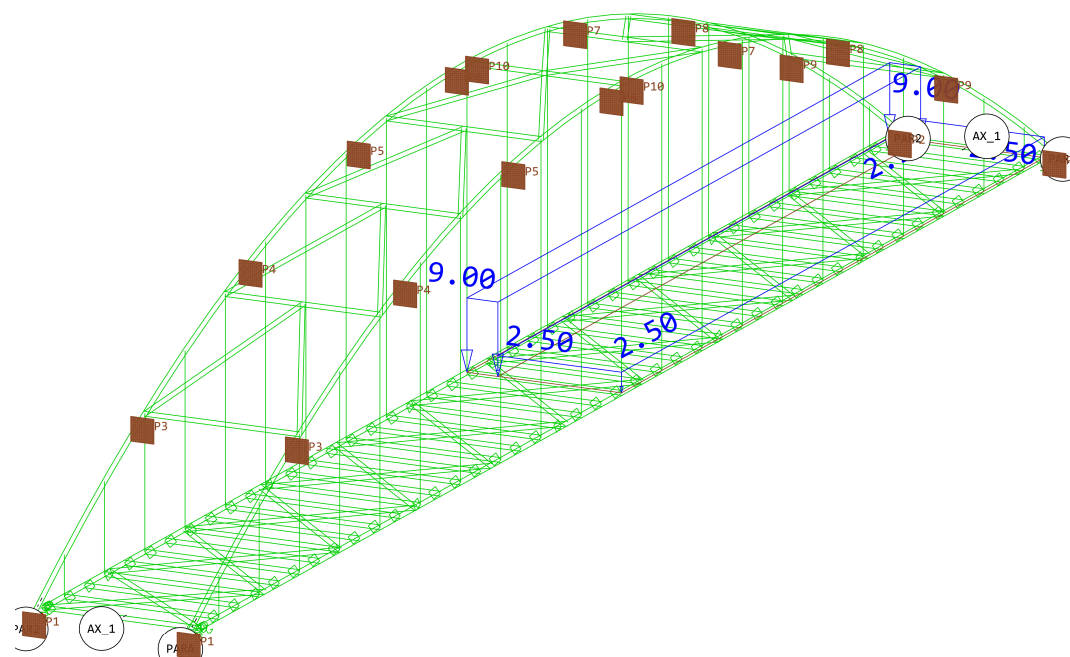
Από την εξίσωση (3.14) έχουμε: $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{crit}}}$, όπου $\alpha_{crit} = 6.37$ και $\alpha_{ult,k} = 1/0.60 = 1.67$

(επιλέγεται συντελεστής αξιοποίησης 0.60 και όχι 0.898 που είναι ο μέγιστος καθώς αυτός αντιστοιχεί στην ακραία διατομή η οποία θα είναι ενισχυμένη)

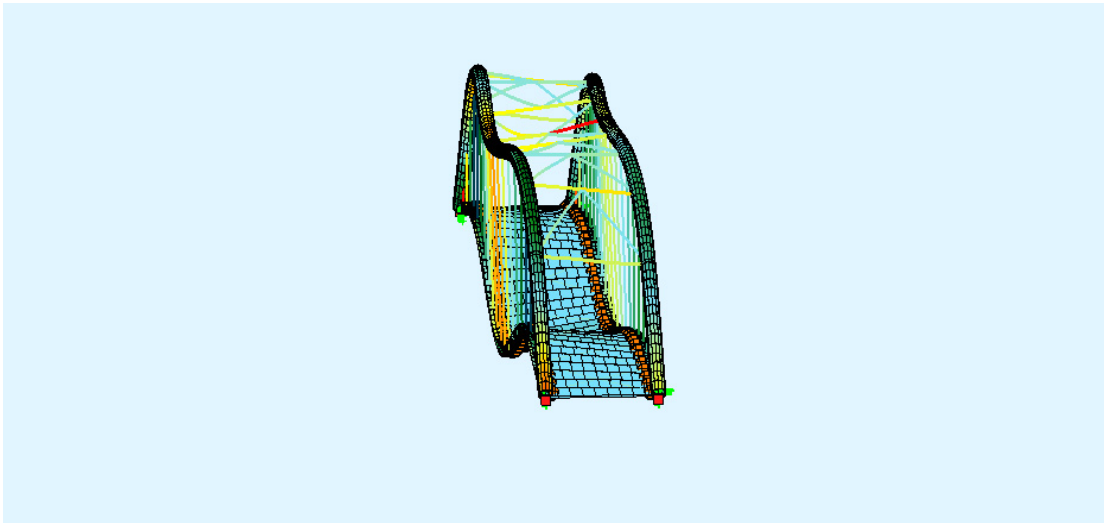
$$\text{άρα, } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{crit}}} = \sqrt{\frac{1.67}{6.37}} = 0.51$$



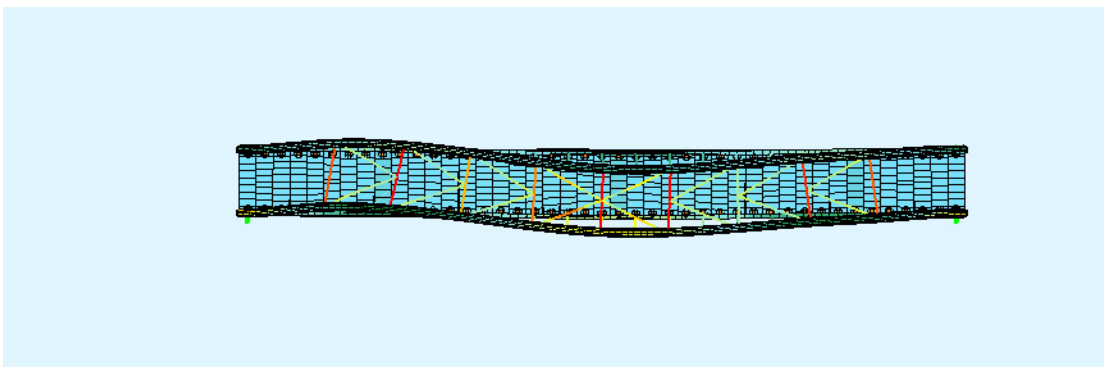
Σχήμα 4.22 Φόρτιση ιδιομορφικής ανάλυσης σε ολόκληρο το κατάστρωμα [kN/m²]



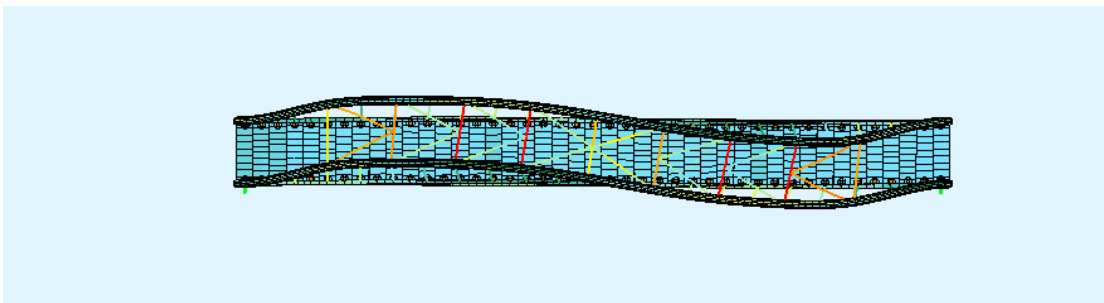
Σχήμα 4.23 Φόρτιση ιδιομορφικής ανάλυσης στο μισό κατάστρωμα [kN/m²]



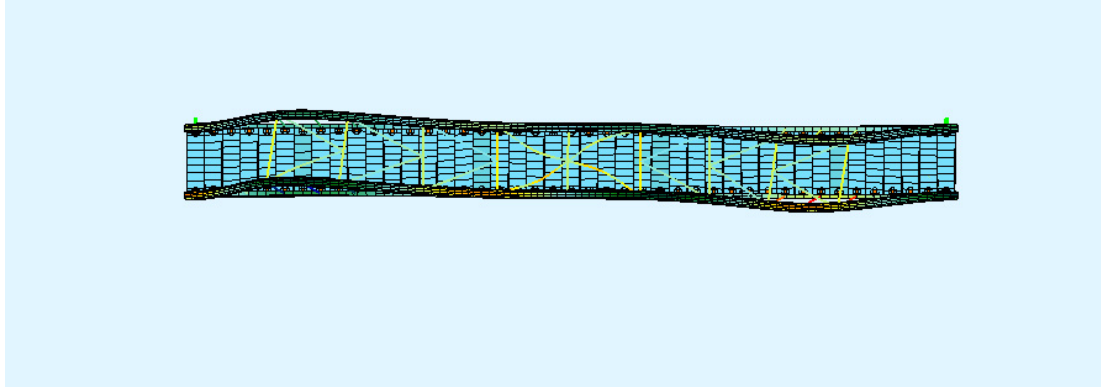
Σχήμα 4.24 Παραμορφωσιακή κατάσταση πρώτης ιδιομορφής



Σχήμα 4.25 Παραμορφωσιακή κατάσταση δεύτερης ιδιομορφής



Σχήμα 4.26 Παραμορφωσιακή κατάσταση τρίτης ιδιομορφής



Σχήμα 4.27 Παραμορφωσιακή κατάσταση τέταρτης ιδιομορφής

Από τον Πίνακα 3.3, για κοίλη κυκλική διατομή, προκύπτει καμπύλη λυγισμού $d \rightarrow$ Πίνακας 3.2 συντελεστής ατελειών $\alpha = 0.76$

Από εξίσωση (3.17):

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.76(0.51 - 0.2) + 0.51^2 \right] = 0.75$$

Όποτε από (3.16) αφού $\bar{\lambda}_{LT} > 0.2$:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.75 + \sqrt{0.75^2 - 0.51^2}} = 0.77$$

Τελικά από το κριτήριο (3.18):

$$\frac{\chi_{op} \cdot a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.77 \cdot 1.67}{1.1} = 1.17 \geq 1.0$$

Επομένως, τα τόξα επαρκούν έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού εκτός του επιπέδου τους.

Για τον έλεγχο ευστάθειας έναντι λυγισμού εντός επιπέδου των τόξων ακολουθείται η ίδια διαδικασία όπου λαμβάνεται ως $\alpha_{crit} = 4.05$ η ιδιοτιμή που αντιστοιχεί στην 1η ιδιομορφή λυγισμού εντός επιπέδου. Το μόνο που αλλάζει είναι η καμπύλη λυγισμού καθώς για λυγισμό εντός επιπέδου οι κοίλες κυκλικές διατομές ανήκουν σε καμπύλη λυγισμού a με συντελεστή ατελειών $\alpha = 0.21$.

$$\text{Από την εξίσωση (3.14) έχουμε: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{crit}}} = \sqrt{\frac{1.67}{4.05}} = 0.64, \text{ όπου } \alpha_{ult,k} = 1/0.60 =$$

1.67, όπως προηγουμένως.

Από εξίσωση (3.17):

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21(0.64 - 0.2) + 0.64^2 \right] = 0.75$$

Όποτε από (3.16) αφού $\bar{\lambda}_{LT} > 0.2$:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.75 + \sqrt{0.75^2 - 0.64^2}} = 0.88$$

$$\frac{\chi_{op} \cdot a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.88 \cdot 1.67}{1.1} = 1.34 \geq 1.0$$

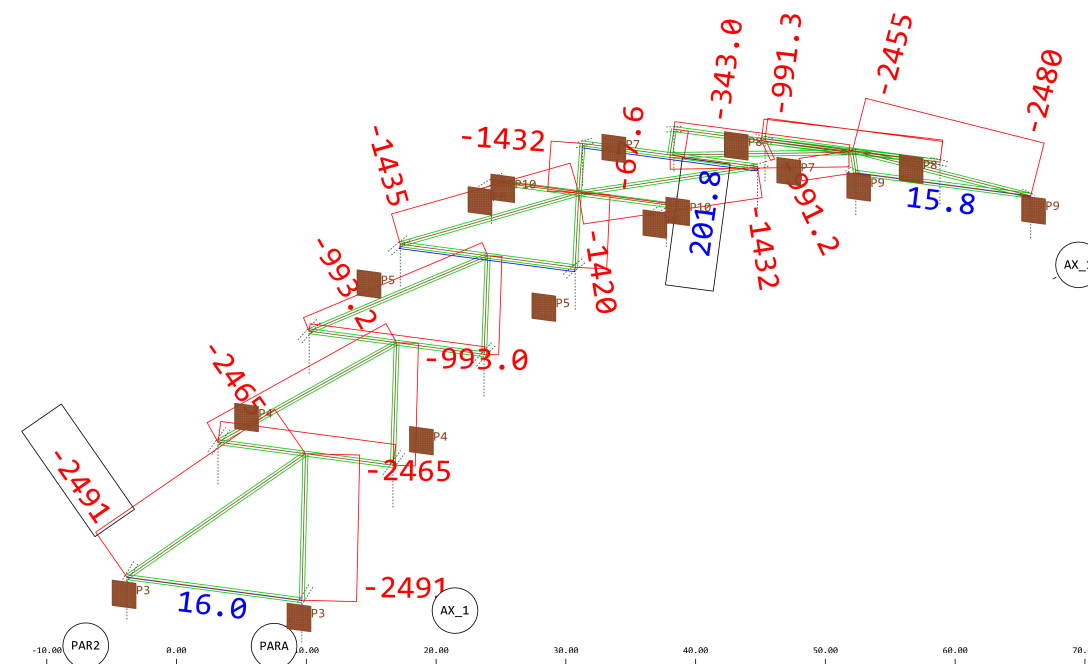
4.2.4 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Πίνακας 4.6 Αντοχές σχεδιασμού συνδέσμων δυσκαμψίας

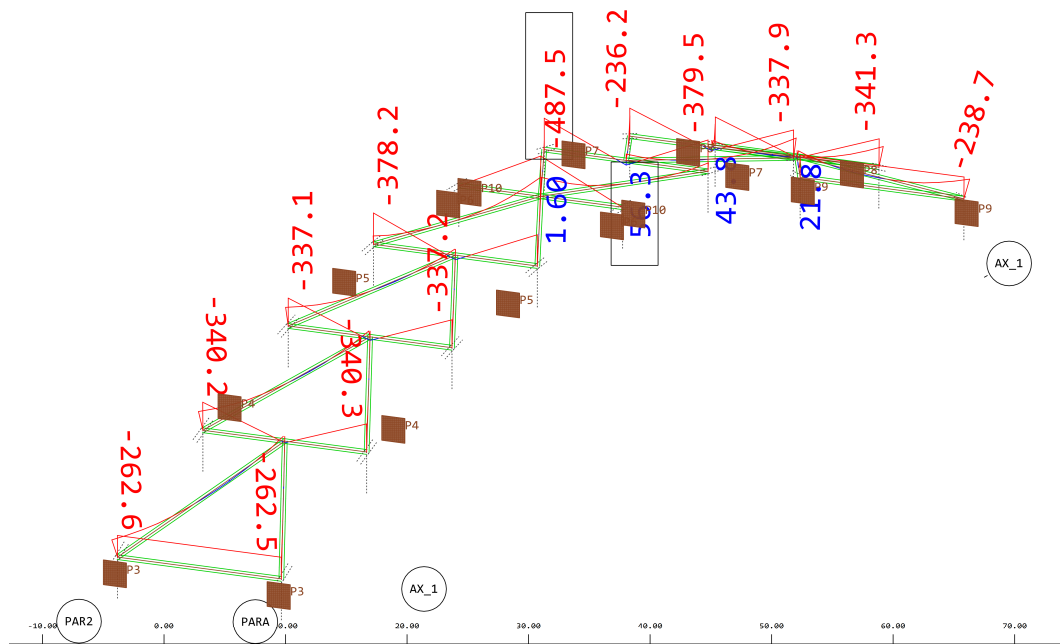
	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm2]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCL
C ¹	12497.7	4728.09	4728.09	1715.27			1891.35	1891.35	0.0	0.0	- , a,
E ²	12497.7	3614.42	3614.42	1632.51			1413.80	1413.80	0.0	0.0	
D ¹	11361.5	4298.27	4298.27	1559.33			1719.41	1719.41	0.0	0.0	
F ²	11361.5	3285.83	3285.83	1484.10			1285.27	1285.27	0.0	0.0	

¹ C/D - plastic characteristic/design values (ultimate bearing capacity)
² E/F - elastic characteristic/design values (maximum strain reaches yield limit)

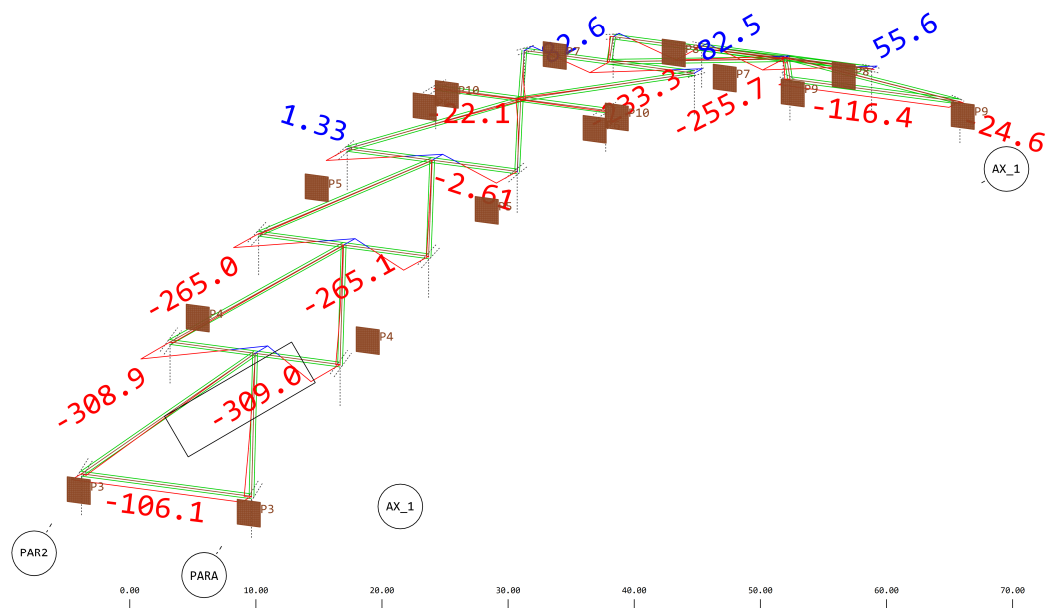
N[kN]	normal force	Mb[kNm2]	warping moment
Vy[kN], Vz[kN]	shear force	My[kNm], Mz[kNm]	bending moment
Mt[kNm]	primary torsional moment	y[mm], z[mm]	ordinate of plastic centre
Mt2[kNm]	secondary torsional moment	BUCL	buckling curve (LTB, v-v, z-z)



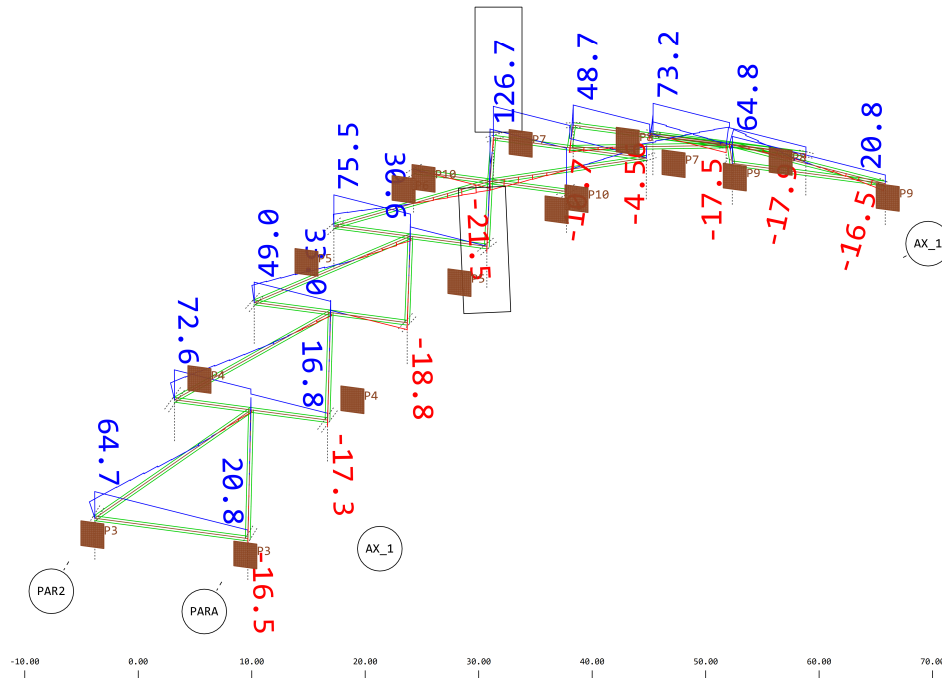
Σχήμα 4.28 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων των συνδέσμων δυσκαμψίας [kN]



Σχήμα 4.29 Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y των συνδέσμων δυσκαμψίας [kNm]



Σχήμα 4.30 Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_z των συνδέσμων δυσκαμψίας [kNm]



Σχήμα 4.31 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων των συνδέσμων δυσκαμψίας [kN]

Κατάταξη διατομής

Πραγματοποιείται η κατάταξη της διατομής, όπως αυτή περιγράφεται στο Κεφάλαιο 3.2. Για τις κοίλες κυκλικές διατομές ισχύει $d/t = 500/25 = 20 < 50\sqrt{(235/355)^2} = 33.1$, άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Έλεγχος διατομής

Έλεγχος έναντι αξονικής	$N_{pl,Rd} = 11361 \text{ kN}$	$>$	$N_{Ed} = 2491 \text{ kN}$
Έλεγχος έναντι κάμψης	$M_{pl,Rd} = 1719 \text{ kNm}$	$>$	$M_{y,Ed} = 487.5 \text{ kNm}$
Έλεγχος έναντι κάμψης	$M_{pl,Rd} = 1719 \text{ kNm}$	$>$	$M_{z,Ed} = 309 \text{ kNm}$
Έλεγχος έναντι τέμνουσας	$V_{pl,Rd} = 4298 \text{ kN}$	$>$	$V_{Ed} = 126.7 \text{ kN}$

Ακολουθεί ο έλεγχος της αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής δύναμης καθώς και διαξονικής κάμψης. Για κοίλες κυκλικές διατομές ισχύει:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1.7}), \text{ όπου } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2491}{11361} = 0.22$$

Για τη διατομή του τόξου ισχύει: $M_{pl,Rd} = 57914 \text{ kNm}$

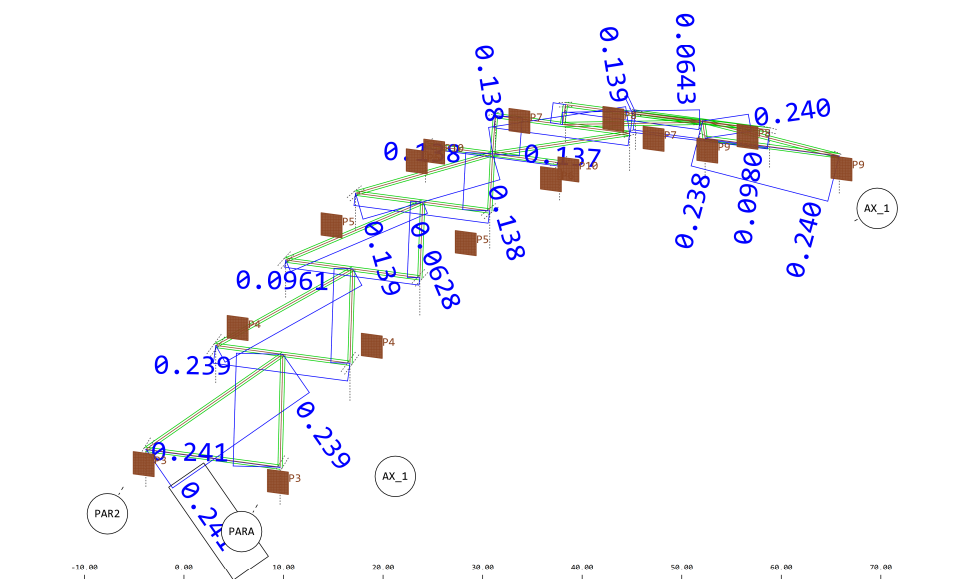
Άρα, $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1.7}) = 1719(1 - 0.22^{1.7}) = 1587 \text{ kNm} > M_{Ed} = 487.5 \text{ kNm}$

επαρκεί για τον συνδυασμό κάμψης και αξονικής δύναμης.

Για τον έλεγχο διαξονικής κάμψης εφαρμόζεται το εξής κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^2 = \left[\frac{487.5}{1587} \right]^2 + \left[\frac{309}{1587} \right]^2 = 0.14 \leq 1 \text{ επομένως, η διατομή επαρκεί.}$$

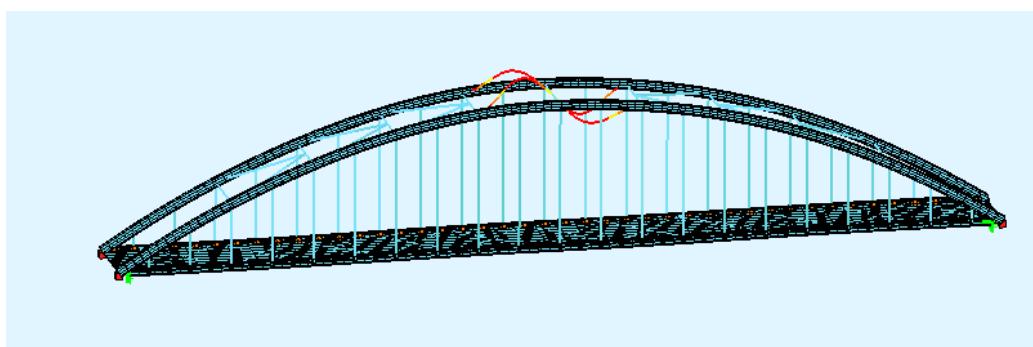
Στο Σχήμα 4.32 παρατίθενται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των συνδέσμων δυσκαμψίας, όπως αυτά προέκυψαν από το υποπρόγραμμα Aqb.



Σχήμα 4.32 Συντελεστές αξιοποίησης συνδέσμων δυσκαμψίας

Έλεγχος ευστάθειας

Για τον έλεγχο ευστάθειας των συνδέσμων δυσκαμψίας εφαρμόστηκε η ίδια διαδικασία του Κεφαλαίου 3.3.5, όπως ακριβώς υλοποιήθηκε στον έλεγχο ευστάθειας των τόξων. Χρησιμοποιούνται οι ιδιομορφές από τις 2 αναλύσεις που αναφέρθηκαν προηγουμένως στον έλεγχο των τόξων (Σχήματα 4.22 και 4.23) και προέκυψε δυσμενέστερη περίπτωση, αυτή του λυγισμού εκτός επιπέδου με ιδιοτιμή $\alpha_{crit} = 8.44$. Η ιδιομορφή που αντιστοιχεί σε αυτή την ιδιοτιμή παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.33.



Σχήμα 4.33 Παραμορφωσιακή κατάσταση πρώτης ιδιομορφής συνδέσμων δυσκαμψίας

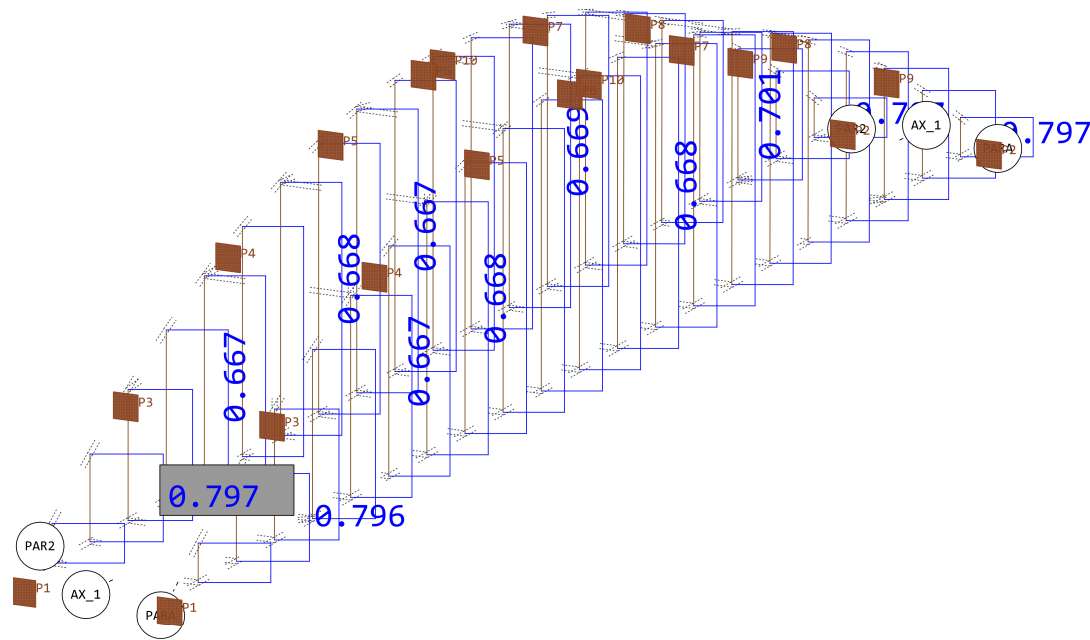
Από την εξίσωση (3.14) έχουμε: $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{crit}}}$, όπου $\alpha_{crit} = 8.44$ και $\alpha_{ult,k} = 1/0.24 = 4.17$

$$\text{άρα, } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{crit}}} = \sqrt{\frac{4.17}{8.44}} = 0.70$$

Για τον έλεγχο έναντι αξονικής δύναμης ισχύει:

$N_{pl,Rd} = 3088.8 \text{ kN} > N_{Ed} = 1983 \text{ kN}$ επομένως, η διατομή επαρκεί.

Στο Σχήμα 4.35 παρατίθενται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των καλωδίων, όπως αυτά προέκυψαν από το υποπρόγραμμα Aq6.

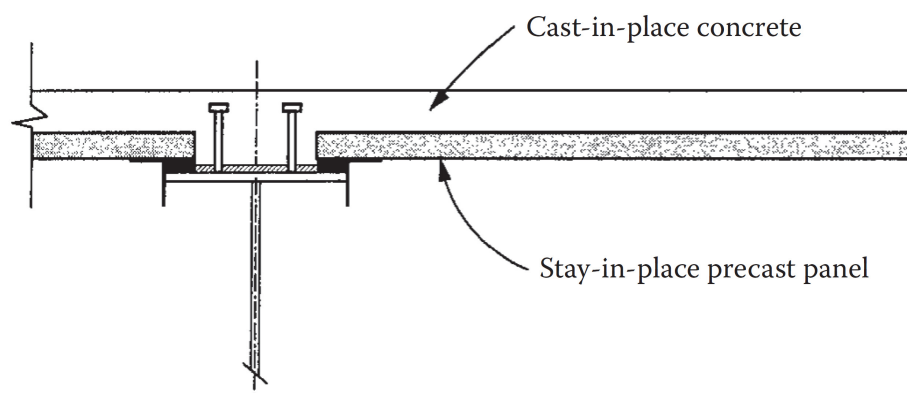


Σχήμα 4.35 Συντελεστές αξιοποίησης καλωδίων

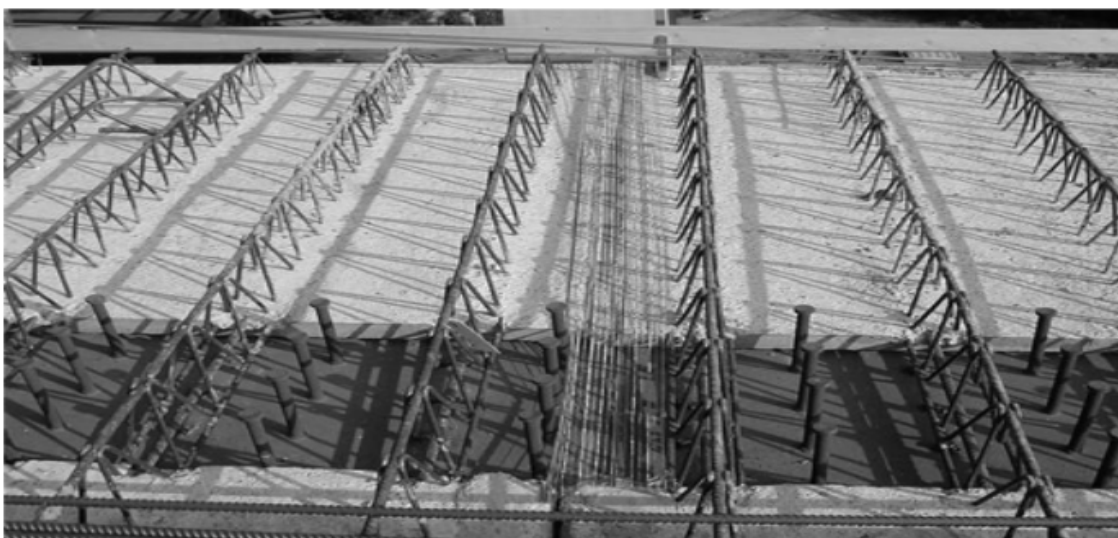
4.2.6 Πλάκα καταστρώματος

Η πλάκα καταστρώματος καταπονείται από το ίδιο βάρος και τα φορτία κυκλοφορίας της γέφυρας. Η εν λόγω πλάκα είναι κατασκευασμένη από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για την αποφυγή καλουπιών και ακριβής υποστήριξης, χρησιμοποιήθηκαν πρόπλακες ως βάση και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Οι πρόπλακες τοποθετούνται μεταξύ των σιδηροδοκών, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.36, ενώ η πλάκα ολοκληρώνεται με την χύτευση της υπόλοιπης πάνω από την πρόπλακα. Επιπλέον, προβλέπεται η ύπαρξη συνδέσμων για την πλήρη σύνδεση μεταξύ της πρόπλακας και του επί τόπου έγχυτου σκυροδέματος (Σχήμα 4.37). Οι πρόπλακες εκτός από το ρόλο τους στη φάση κατασκευής συμμετέχουν και στην φάση λειτουργίας ως μέρος της ενιαίας πλάκας καταστρώματος. Αυτή η μέθοδος εξοικονομεί χρόνο και χρήμα αφού δεν απαιτείται η κατασκευή και η υποστήριξη καλουπιών για την σκυροδέτηση.

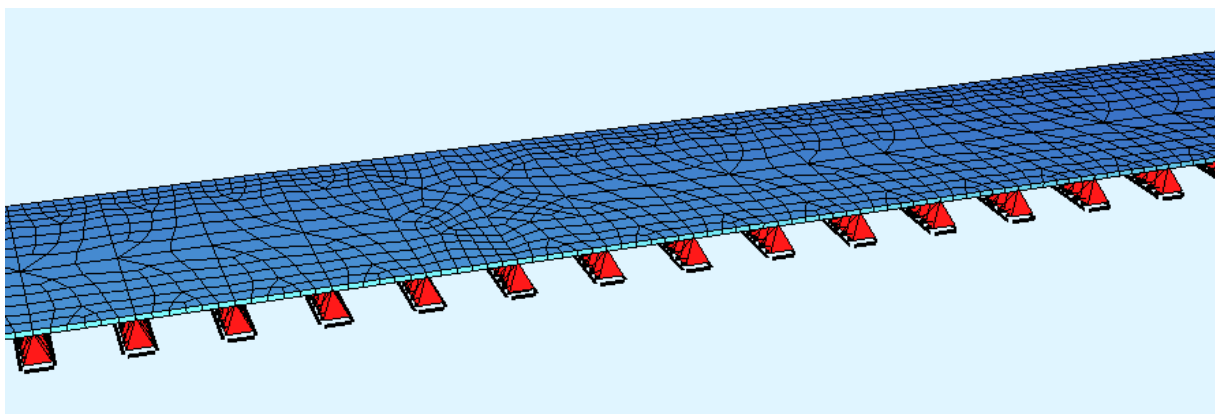
Η πλάκα σκυροδέματος, πάχους 25 cm, οπλίζεται συμμετρικά από ένα πλέγμα διαμήκων και εγκάρσιων ράβδων, οι οποίες τοποθετούνται στην άνω και κάτω επιφάνεια της πλάκας. Η διαστασιολόγηση έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 [9]. Η πλάκα προσομοιώθηκε ως συνεχής πολλαπλών ανοιγμάτων (4 m) με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.38, ενώ οι σιδηροδοκοί προσομοιώθηκαν ως συνεχείς στηρίξεις της πλάκας.



Σχήμα 4.36 Συνδυασμός πρόπλακας και επί τόπου έγχυτου σκυροδέματος

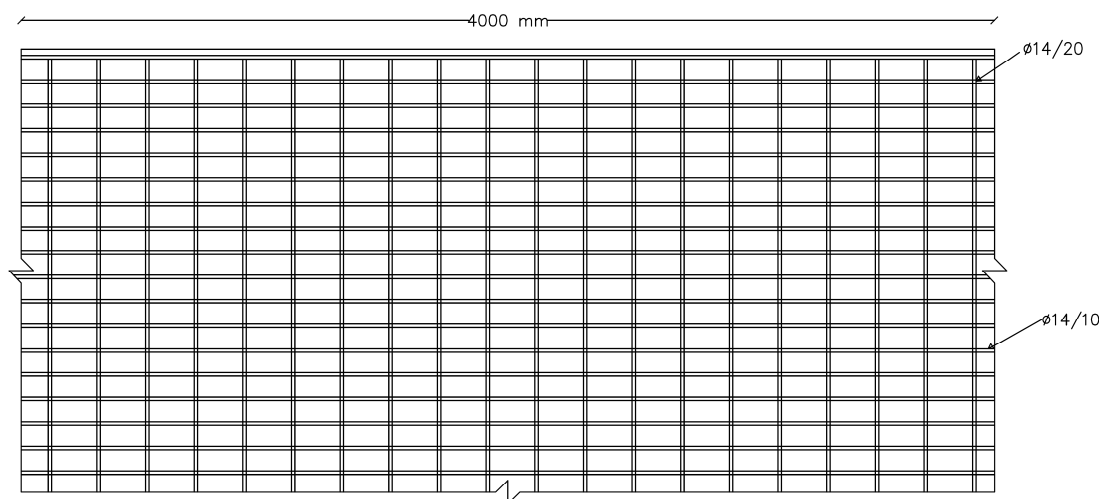


Σχήμα 4.37 Κατασκευή της πλάκας καταστρώματος

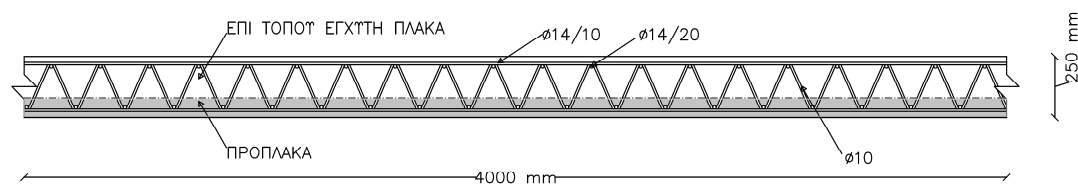


Σχήμα 4.38 Προσομοίωση πλάκας καταστρώματος

Από την ανάλυση του SOFiSTiK προέκυψε άνω διαμήκης οπλισμός $14 \text{ cm}^2/\text{m}$ και εγκάρσιος $8 \text{ cm}^2/\text{m}$. Στην κάτω παρειά θα τοποθετηθεί συμμετρικός οπλισμός με την άνω. Στο Σχήματα 4.39 και 4.40 προβάλλεται σε κάτοψη και τομή η όπλιση της πλάκας ενός τυπικού ανοίγματος μεταξύ 2 σιδηροδοκών.



Σχήμα 4.39 Κάτοψη οπλισμού πλάκας σκυροδέματος



Σχήμα 4.40 Τομή όπλισης πλάκας σκυροδέματος

4.3 Προμέτρηση

Ο υπολογισμός του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιείται στη γέφυρα μετράται σε χιλιόγραμμα βάρους (μονάδες kg^*) ανά τετραγωνικό μέτρο κάτοψης [kg^*/m^2], ενώ το σκυρόδεμα μετράται σε κυβικά μέτρα [m^3]. Το εμβαδό κάτοψης της γέφυρας είναι 2580 m^2 .

Βάρος δομικού χάλυβα

Το ειδικό βάρος του δομικού χάλυβα είναι $\rho = 7850 \text{ kg}^*/\text{m}^3$. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται είναι HEB 360 στις διαδοκίδες, συγκολλητή με εμβαδό $A = 0.248 \text{ m}^2$ στις κύριες δοκού και καλώδια με εμβαδό $A = 0.002376 \text{ m}^2$ στους αναρτήρες. Οι διατομές των τόξων έχουν διατομή $A = 0.306 \text{ m}^2$. Το συνολικό μήκος των αναρτήρων ισούται με $L = 801.4 \text{ m}$.

Αναλυτικά χρησιμοποιούνται:

1. Δευτερεύουσες δοκοί (HEB 360): $93570 \text{ kg}^* \approx 94 \text{ t}^*$

2. Κύριες δοκοί (Συγκολλητή διατομή):	$654125 \text{ kg}^* \approx 655 \text{ t}^*$
3. Αναρτήσεις (Καλώδια \varnothing 60 mm):	$14950 \text{ kg}^* \approx 15 \text{ t}^*$
4. Τόξα (Κοίλη κυκλική διατομή):	$960840 \text{ kg}^* \approx 961 \text{ t}^*$
Συνολικό βάρος χάλυβα:	$1725 \text{ t}^* \text{ χάλυβα}$
Βάρος χάλυβα ανά m^2 κάτοψης:	$1725000 \text{ kg}^*/2580 \text{ m}^2 = 668.6 \text{ kg}^*/\text{m}^2$

Όγκος σκυροδέματος της πλάκας καταστρώματος

Το πάχος της πλάκας σκυροδέματος είναι 0.25 m, ενώ το εμβαδόν του καταστρώματος ισούται με $A_{\text{κατ}} = 2580 \text{ m}^2$. Συνεπώς, ο όγκος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται είναι $V_{\text{σκυρ}} = 0.25 \text{ m} \cdot 2580 \text{ m}^2 = 645 \text{ m}^3$.

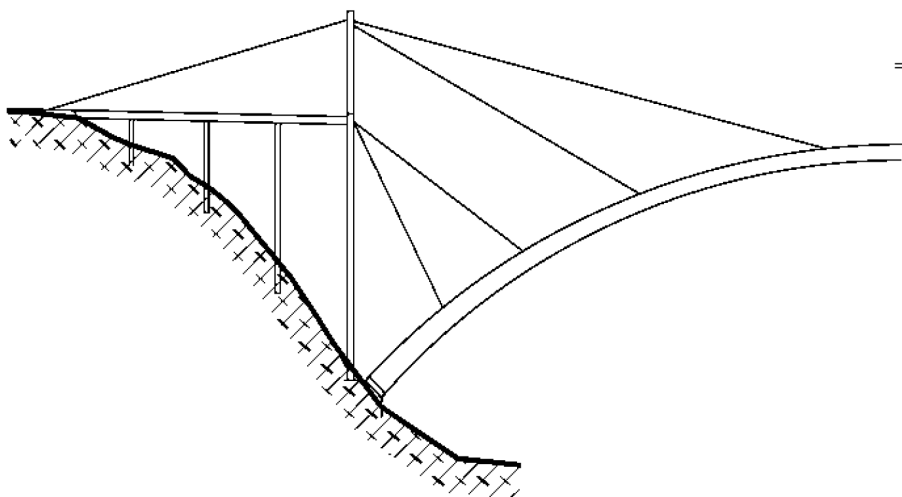
5 Κατασκευή – Ανέγερση

5.1 Μέθοδος προβολοδόμησης με ανάρτηση

Στην μελέτη γεφυρών και ειδικά τοξωτών γεφυρών ο τρόπος κατασκευής και η ανέγερση παίζουν σημαντικό ρόλο, συχνά δε οι φάσεις κατασκευής προκαλούν μεγαλύτερη ένταση από την φάση λειτουργίας. Για αυτόν τον λόγο κατά την επιλογή του τύπου της γέφυρας, του τρόπου έδρασης, των διατομών και άλλων δεδομένων, είναι απαραίτητο να υπάρχει σαφής άποψη για τον τρόπο κατασκευής και τοποθέτησης στην τελική του θέση του φορέα.

Ο τρόπος κατασκευής και η μέθοδος ανέγερσης προσδιορίζουν το ιστορικό φόρτισης με επίπτωση την ανάπτυξη τάσεων και παραμορφώσεων στη γέφυρα. Εκτός του στατικού συστήματος και των διατομών που επιλέγονται, σημαντικό ρόλο έχει η εξασφάλιση της αντοχής και της ευστάθειας στις φάσεις κατασκευής αλλά και στην τελική φάση, με προβλέψεις προσωρινών στηρίξεων ή προσωρινών συνδέσμων δυσκαμψίας. Αυτό ισχύει ειδικά στην περίπτωση που εξετάζουμε καθώς μέχρι την συμπλήρωση της κορυφής τους, τα τόξα δεν λειτουργούν.

Η μέθοδος προβολοδόμησης (cantilever method) αποτελεί την πιο δημοφιλή επιλογή στην ανέγερση τοξωτών γεφυρών [24]. Τα τόξα κατασκευάζονται ξεχωριστά από τις στηρίξεις τους μέχρι την κορυφή. Ο κάθε σπόνδυλος μεταφέρεται κάτω από το προηγούμενο ανεγερθέν τμήμα και ανυψώνεται με την βοήθεια γερανών ή γρύλων όπου συγκολλάται επιτόπου με το προηγούμενο τμήμα. Όπως προαναφέρθηκε, μέχρι την τοποθέτηση της κλείδας τα τόξα δεν παραλαμβάνουν φορτία χωρίς υποβοήθηση, για αυτό το λόγο κρίνεται απαραίτητη η τοποθέτηση προσωρινών βοηθητικών καλωδίων που θα τα στηρίζουν καθ' όλη τη διάρκεια της ανέγερσης (Σχήμα 5.1). Η ταχύτητα της ανύψωσης πρέπει να είναι μικρή, ενώ το ίδιο πρέπει να ισχύει και για την ταχύτητα του ανέμου που πνέει εκείνη την ώρα.

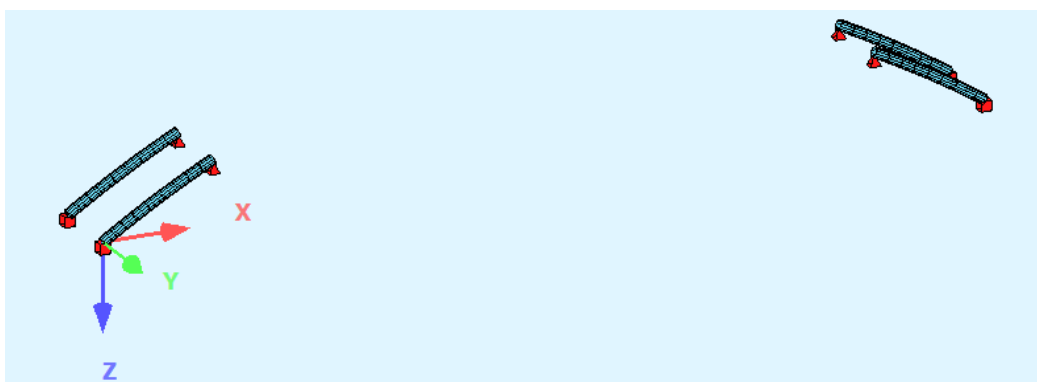


Σχήμα 5.1 Μέθοδος προβολοδόμησης με χρήση καλωδίων [22]

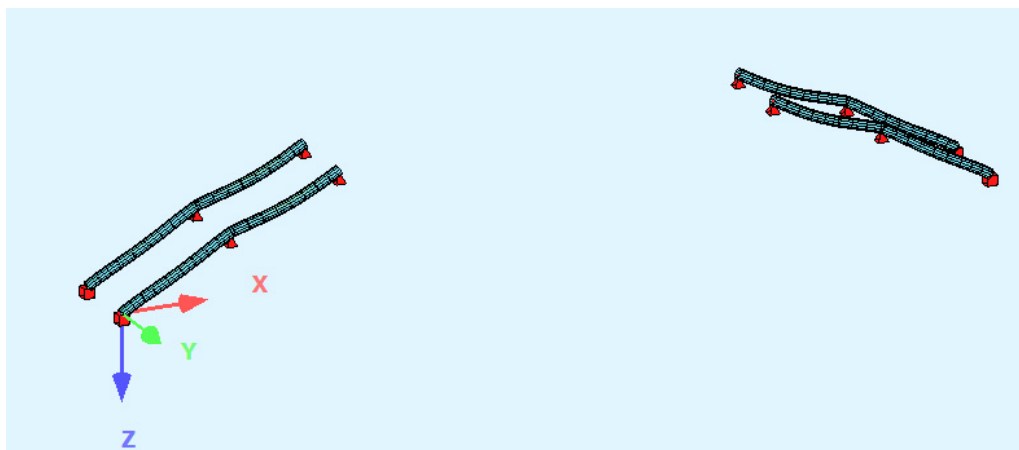
5.2 Ανάλυση των φάσεων κατασκευής

Στην παρούσα εργασία η στατική ανάλυση της ανέγερσης διενεργήθηκε με την βοήθεια του υποπρογράμματος CSM (Construction Stage Manager) του SOFiSTiK. Το CSM αποτελεί ένα εύχρηστο εργαλείο για τον ορισμό των φάσεων κατασκευής καθώς και για την ανάλυση ερπυσμού ή της συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος. Το πλεονέκτημα του CSM σε σχέση με το να οριστούν οι φάσεις κατασκευής η καθεμία ξεχωριστά, είναι πως με το CSM λαμβάνεται υπόψη η αλληλουχία και η αλληλεπίδραση των διαφόρων σταδίων με την ανακατανομή των τάσεων από προϋπάρχουσες εντατικές καταστάσεις. Μια ακόμα δυνατότητα του CSM είναι ο υπολογισμός του κατάλληλου αντιβέλους, μέσω του «precamber analysis», ώστε με την επιβολή των μονίμων φορτίων τα βέλη κάμψης να είναι σχεδόν μηδενικά. Οι βαθμοί αξιοποίησης των διατομών υπολογίστηκαν με το υποπρόγραμμα AQB για κάθε στάδιο κατασκευής.

Τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη είναι το ίδιο βάρος, τα πρόσθετα μόνιμα και τα φορτία σκυροδέτησης. Ειδικά τα τελευταία είναι ιδιαίτερος σημαντικά, διότι καταπονούν τις κύριες δοκούς και τις διαδοκίδες οι οποίες λειτουργούν ως σιδηροδοκοί και όχι ως σύμμικτες, όπως στην φάση λειτουργίας. Οι προσωρινές στηρίξεις των τόξων προσομοιώθηκαν ως σημειακές αρθρώσεις, οι οποίες απομακρύνονται με την τοποθέτηση της κλείδας και των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμνίας.



Σχήμα 5.2 Στάδιο Κατασκευής 1

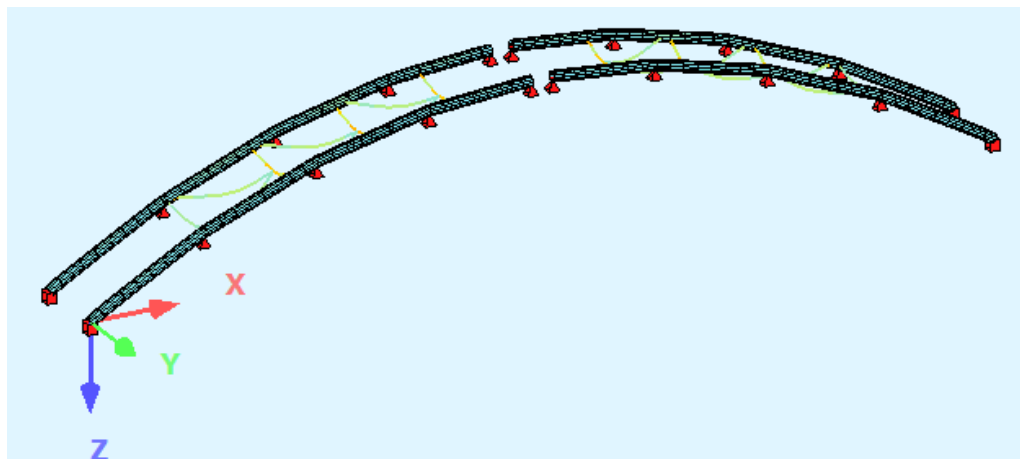


Σχήμα 5.3 Στάδιο κατασκευής 2

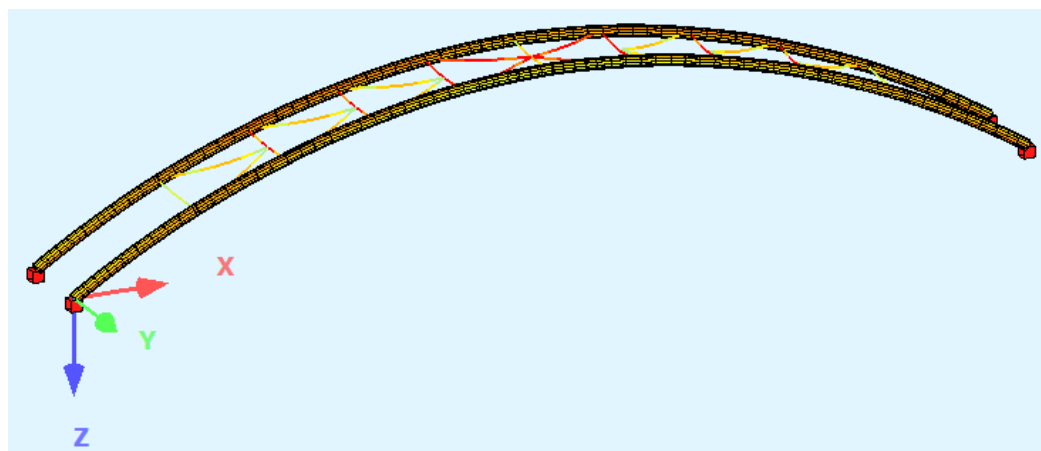
Η κατασκευή των τόξων ξεκινάει από τις στηρίξεις και συνεχίζει προς την κλείδα. Ο κάθε σπόνδυλος συγκολλάται επιτόπου με τον προηγούμενο. Καθώς προχωράει το τόξο τοποθετούνται επίσης οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.



Σχήμα 5.4 Στάδιο κατασκευής 3

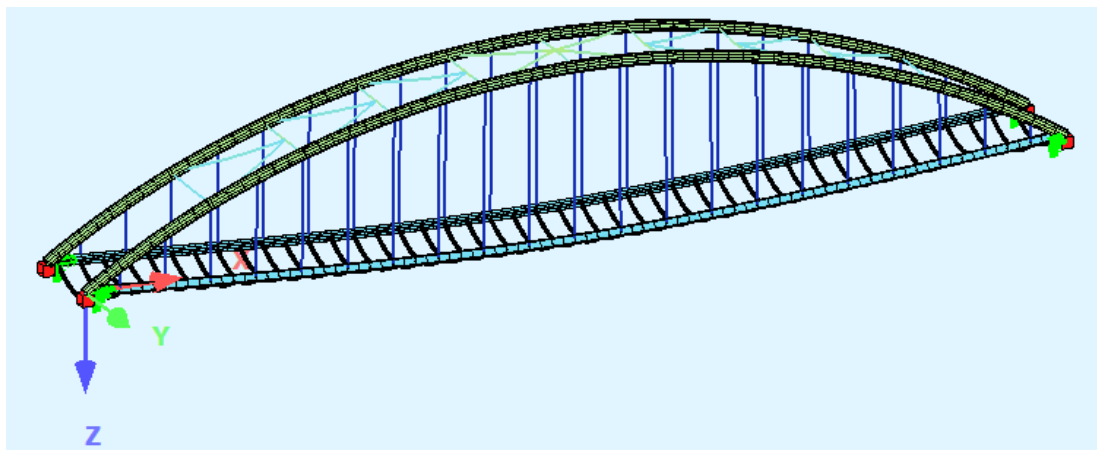


Σχήμα 5.5 Στάδιο κατασκευής 4

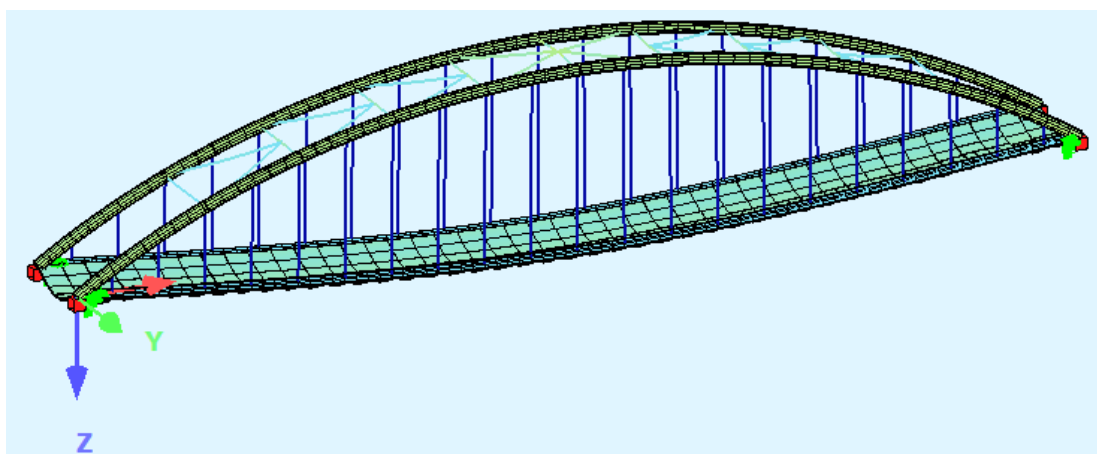


Σχήμα 5.6 Στάδιο κατασκευής 5

Στο στάδιο κατασκευής 5 τοποθετείται η κλείδα και απομακρύνονται οι προσωρινές στηρίξεις. Σ' αυτό το στάδιο πραγματοποιείται ο έλεγχος ευστάθειας των τόξων υπό το ίδιο βάρος, ο οποίος παρουσιάζεται στη συνέχεια. Κατόπιν, τοποθετούνται οι αναρτήρες, οι κύριες δοκοί, οι διαδοκίδες και πραγματοποιείται η σκυροδέτηση του καταστρώματος (Σχήμα 5.7). Στο Σχήμα 5.8 φαίνεται η σύμμικτη λειτουργία των διαδοκίδων.

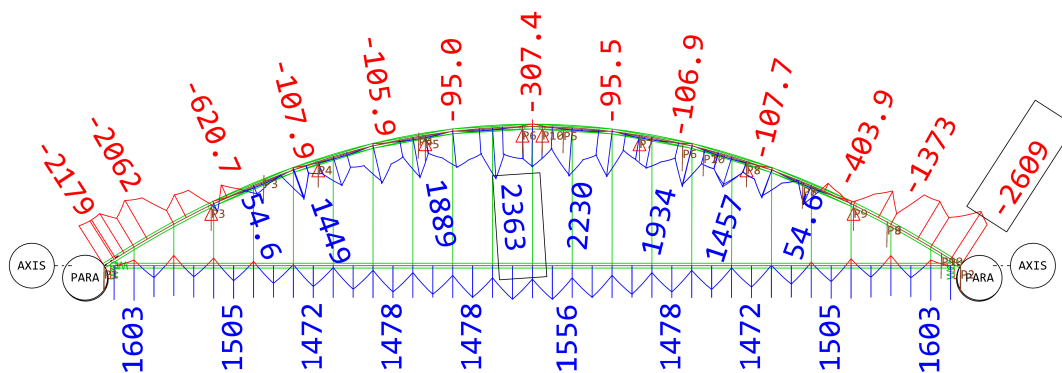


Σχήμα 5.7 Στάδιο κατασκευής 6

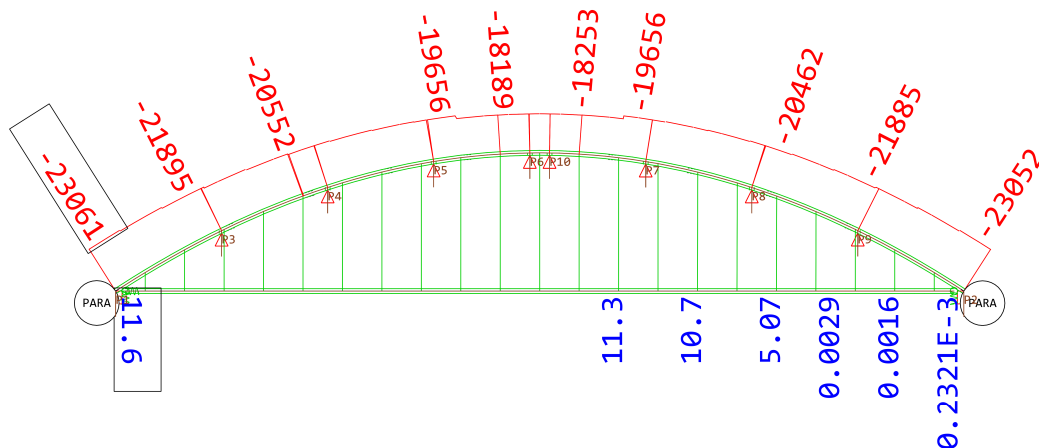


Σχήμα 5.8 Στάδιο κατασκευής 7

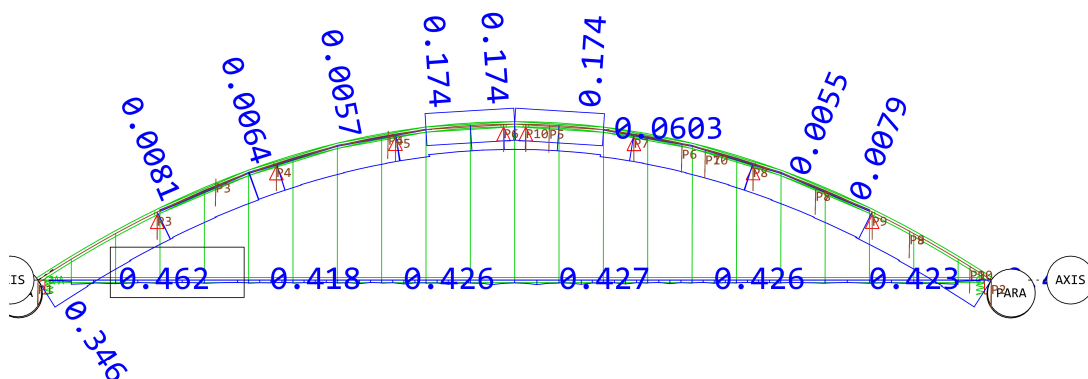
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης και αξονικής δύναμης κατά την τελική φάση κατασκευής, καθώς και οι συντελεστές αξιοποίησης της κατασκευής. Έπειτα ακολουθεί ο έλεγχος ευστάθειας για το στάδιο κατασκευής 5, τη στιγμή που αφαιρούνται τα καλώδια ανάρτησης.



Σχήμα 5.9 Διάγραμμα ροπών κάμψης κατά την ολοκλήρωση κατασκευής [kNm]

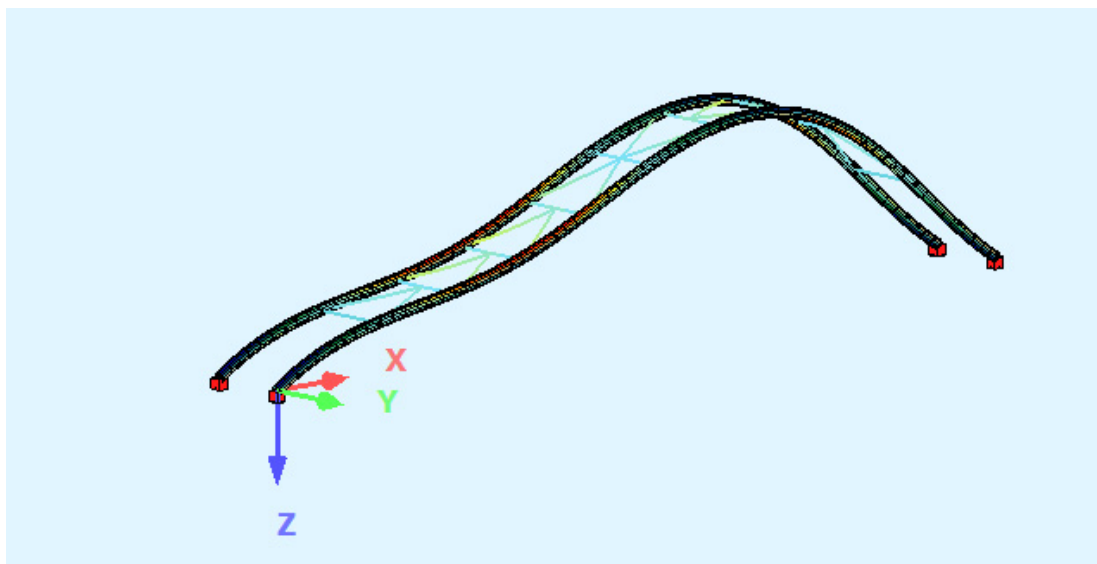


Σχήμα 5.10 Διάγραμμα αξονικής δύναμης κατά την ολοκλήρωση κατασκευής [kN]

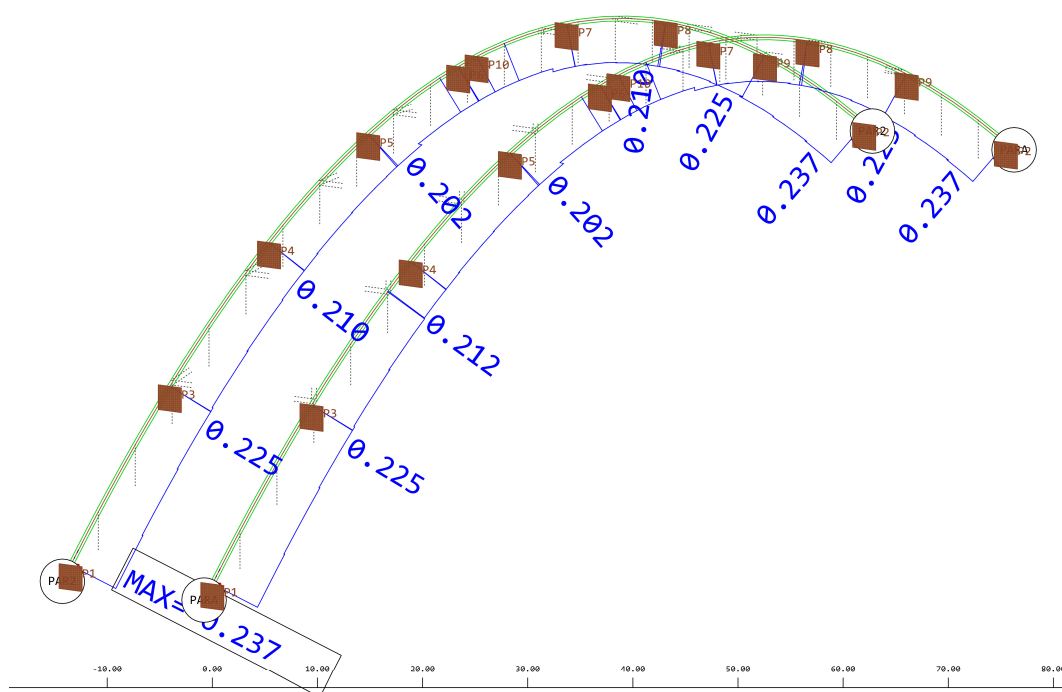


Σχήμα 5.11 Βαθμοί αξιοποίησης διατομών κατά την ολοκλήρωση της κατασκευής

Η διαδικασία που ακολουθείται είναι αυτή του Κεφαλαίου 3.3.5 και έχει εφαρμοστεί προηγουμένως. Από την ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού προκύπτει η δυσμενέστερη ιδιοτιμή $\alpha_{crit} = 5.76$ η οποία αντιστοιχεί σε λυγισμό εντός επιπέδου των τόξων και παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.12. Στο Σχήμα 5.13 παρατίθενται οι συντελεστές αξιοποίησης για το στάδιο κατασκευής που πραγματοποιείται ο έλεγχος.



Σχήμα 5.12 Παραμορφωσιακή κατάσταση πρώτης ιδιομορφής



Σχήμα 5.13 Συντελεστές αξιοποίησης τόξων

Έλεγχος ευστάθειας

Από την εξίσωση (3.14) έχουμε: $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{crit}}}$, όπου $\alpha_{crit} = 5.76$ και $\alpha_{ult,k} = 1/0.20 = 5.0$

$$\text{άρα, } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{crit}}} = \sqrt{\frac{5}{5.76}} = 0.93$$

Από τον Πίνακα 3.3, για κοίλη κυκλική διατομή, προκύπτει καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow$ Πίνακας 3.2 συντελεστής ατελειών $\alpha = 0.21$

Από εξίσωση (3.17):

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21(0.93 - 0.2) + 0.93^2 \right] = 1.009$$

Όποτε από (3.16) αφού $\bar{\lambda}_{LT} > 0.2$:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.009 + \sqrt{1.009^2 - 0.93^2}} = 0.714$$

Τελικά από το κριτήριο (3.18):

$$\frac{\chi_{op} \cdot a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.714 \cdot 5.0}{1.1} = 3.245 \geq 1.0 \quad \text{επομένως, τα τόξα επαρκούν έναντι στρεπτο-}$$

καμπτικού λυγισμού εντός επιπέδου στο στάδιο κατασκευής 5.

6 Κόπωση αναρτήρων λόγω αεροδυναμικών επιρροών

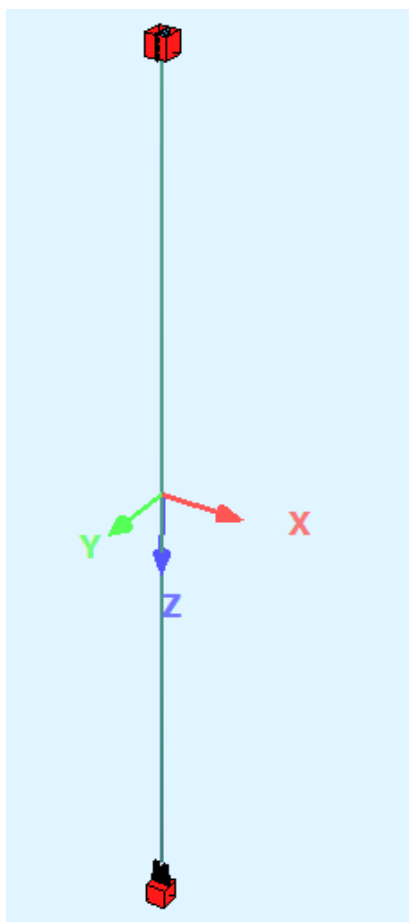
Οι αναρτήρες τοξωτών γεφυρών υπόκεινται σε ταλαντώσεις που μπορεί να οδηγήσουν σε μικρές ή μεγάλες αστοχίες στις συνδέσεις τους με τις κύριες δοκούς ή τα τόξα. Σε αυτό το Κεφάλαιο εξετάζεται η κόπωση των καλωδίων λόγω των εξής φαινομένων:

1. Αποκόλληση στροβίλων κατά von Karman (vortex shedding).
2. Ταλαντώσεις λόγω αλληλεπίδρασης ανέμου – βροχής.

Αυτές οι 2 περιπτώσεις αεροδυναμικών επιρροών προκαλούν καμπτικές καταπονήσεις στις συνδέσεις των καλωδίων δημιουργώντας τον κίνδυνο κοπώσεως των ελασμάτων που αποτελούν τη σύνδεση του καταστρώματος με τα καλώδια μετά από πολλούς κύκλους επανάληψης [17]. Παρακάτω αρχικά περιγράφεται το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε και στη συνέχεια αναλύονται οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν.

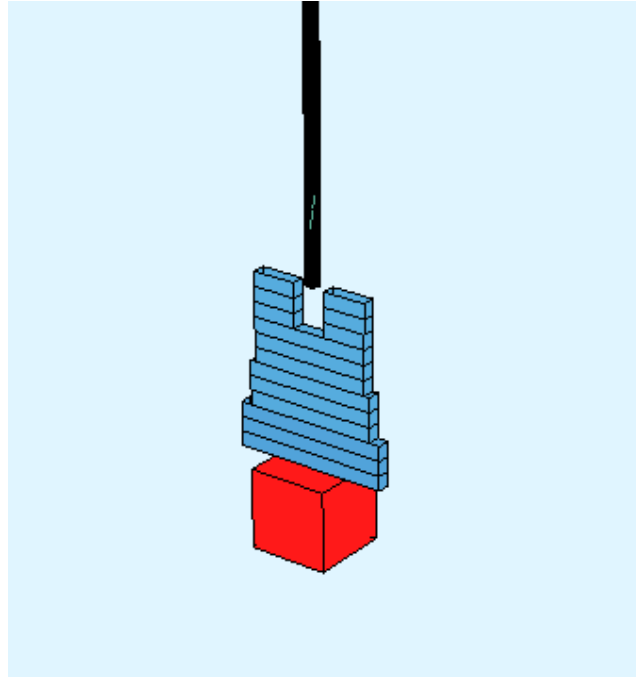
6.1 Προσομοίωμα καλωδίου

Ο έλεγχος των 2 φαινομένων πραγματοποιήθηκε για το καλώδιο με το μεγαλύτερο μήκος (28 m). Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε προβάλλεται στο παρακάτω Σχήμα.

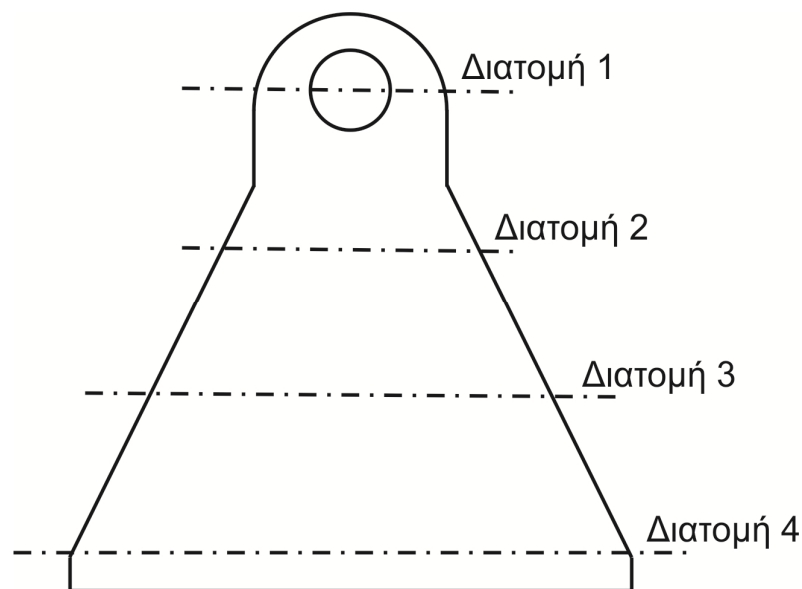


Σχήμα 6.1 Προσομοίωμα καλωδίου

Το καλώδιο απομονώθηκε από την υπόλοιπη κατασκευή και προσομοιώθηκε με beam elements μήκους 0.5 m. Τα ελάσματα των συνδέσεων προσομοιώθηκαν επίσης με beam elements, όπως φαίνεται στην παρακάτω λεπτομέρεια. Συγκεκριμένα το έλασμα χωρίστηκε σε 4 διατομές ελέγχου, καθεμία από τις οποίες προσομοιώθηκε ξεχωριστά με beam element, στο οποίο λήφθηκε υπόψη η μεταβλητή δυσκαμψία κάθε διατομής (Σχήμα 6.3). Η αξονική δύναμη των καλωδίων εισήχθη στο προσομοίωμα ως προένταση $N_{Ed} = 1980$ kN, όπως προέκυψε από το καθολικό προσομοίωμα.

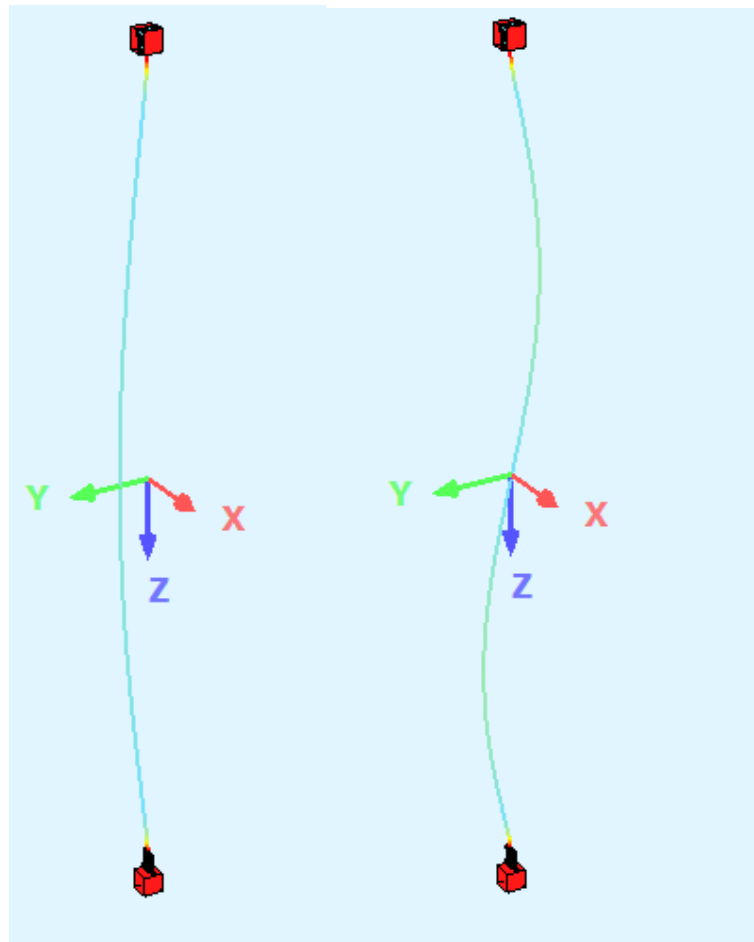


Σχήμα 6.2 Λεπτομέρεια σύνδεσης στο προσομοίωμα



Σχήμα 6.3 Διατομές ελέγχου ελάσματος

Στη συνέχεια, υπολογίστηκαν οι ιδιομορφές του καλωδίου με τη βοήθεια του υποπρογράμματος Eigenvalues του SOFiSTiK. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι 2 πρώτες ιδιομορφές εκτός επιπέδου στο Σχήμα 6.4.



Σχήμα 6.4 Δύο πρώτες ιδιομορφές εκτός επιπέδου του καλωδίου

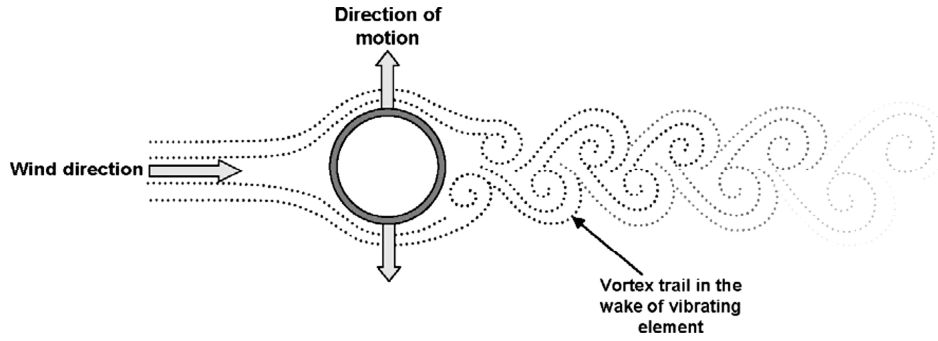
6.2 Έλεγχος κόπωσης λόγω αποκόλλησης στροβίλων

Όταν μια ριπή ανέμου έρθει σε επαφή με ένα καλώδιο δημιουργούνται περιοδικά δίνες πίσω από το καλώδιο, έκκεντρα σε σχέση με τη ριπή, προκαλώντας έτσι μια εγκάρσια κίνηση που οδηγεί σε ταλάντωση του καλωδίου (Σχήμα 6.5). Η συχνότητα των εξαναγκασμένων ταλαντώσεων των αναρτήρων δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$f = \frac{S \cdot v}{D} \quad (6.1)$$

όπου:

S 0.2 ο αριθμός Strouhal για κυκλικές διατομές,
 v η ταχύτητα του ανέμου,
 D η διάμετρος του καλωδίου.



Σχήμα 6.5 Κίνηση καλωδίου λόγω αποκόλλησης στροβίλων (vortex shedding)

Ο έλεγχος κόπωσης απαιτείται για αναρτήρες με ιδιοσυχνότητες $f_i < 10$ Hz [3]. Τα δυναμικά φορτία κάθετα στον άξονα του καλωδίου δίνονται από τη σχέση:

$$q_{dyn} = 0.7D \cdot \frac{v_{crit}^2}{1600} \cdot \frac{\pi}{\delta} \cdot k_{F,i} \quad (6.2)$$

όπου:

D	η διάμετρος του καλωδίου,
v_{crit}	$= f_i \cdot D / S$ η κρίσιμη ταχύτητα ανέμου στην εξεταζόμενη ιδιομορφή (m/s),
S	0.2 ο αριθμός Strouhal για κυκλικές διατομές,
f_i	ιδιοσυχνότητα καλωδίου στην εξεταζόμενη ιδιομορφή λαμβανομένης υπόψη της αξονικής του δύναμης (Hz),
δ	λογαριθμική απόσβεση αναρτήρα λαμβανόμενη ίση με 0.0015,
$k_{F,i}$	1 για $f_i \leq 7$ Hz ή 0 για $f_i \geq 10$ Hz.

Το φορτία q_{dyn} υπολογίζεται ξεχωριστά για κάθε ιδιοσυχνότητα μικρότερη από 10 Hz, δηλαδή στην περίπτωση αυτή για τις 3 πρώτες ιδιομορφές και τοποθετείται στα μέγιστα της ιδιομορφής επί μήκους $L_w = 24D$, ώστε να αντιστοιχεί σε 2 εκατομμύρια κύκλους φόρτισης. Από την στατική επίλυση του καλωδίου σε συνδυασμό με την αξονική δύναμη προκύπτει το διάγραμμα ροπών, το οποίο δίνει μέγιστες τιμές στα άκρα. Το εύρος των τάσεων δίνεται από την σχέση:

$$\Delta\sigma_{Ed} = \frac{2M}{W} \quad (6.3)$$

όπου:

M	η ροπή στην εξεταζόμενη διατομή ελέγχου,
W	η αντίστοιχη ροπή αδράνειας.

Ο έλεγχος κόπωσης υλοποιείται με την εξής σχέση [11]:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf,a}} \leq 1.0 \quad (6.4)$$

όπου:

$\Delta\sigma_{E2}$ αντοχή κόπωσης της εξεταζόμενης κατασκευαστικής λεπτομέρειας για $N_c = 2 \cdot 10^6$ κύκλους,

γ_{Ff} συντελεστής ασφαλείας (1.0),

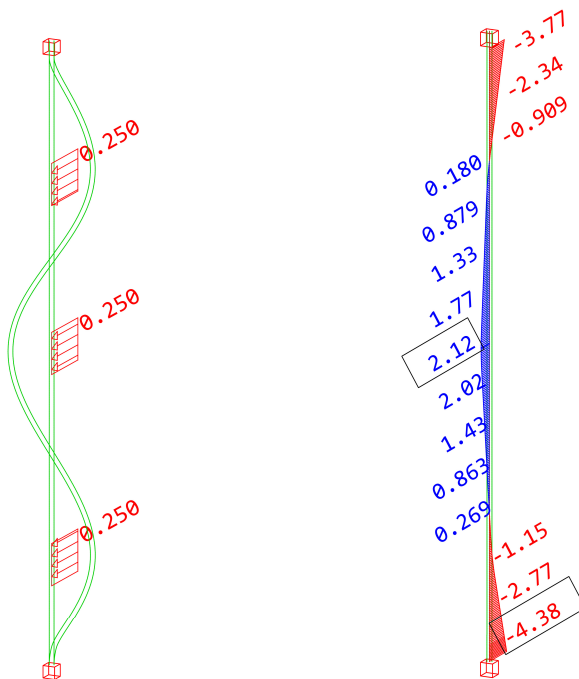
$\gamma_{Mf,a}$ συντελεστής ασφαλείας για μη αποδεκτή απώλεια αναρτήρα (1.35).

Στον Πίνακα 6.1 παρουσιάζονται οι υπολογισμοί των φορτίων για τις 3 ιδιομορφές που έχουν συχνότητα μικρότερη από 10 Hz.

Πίνακας 6.1 Υπολογισμός φορτίων για τις 3 ιδιομορφές

	f_i [Hz]	$v_{crit,i}$ [m/s]	k_{fi}	q_{dyn} [kN/m]
1η Ιδιομορφή	2.73	0.819	1	0.036877012
2η Ιδιομορφή	5.48	1.644	1	0.148590672
3η Ιδιομορφή	8.27	2.481	0.7	0.236886052

Τα αποτελέσματα των ελέγχων για τις 4 διατομές του ελάσματος με χρήση των εξισώσεων (6.3) και (6.4) παρατίθενται στους παρακάτω Πίνακες. Στο Σχήμα 6.6 παρουσιάζεται η εφαρμογή του φορτίου q_{dyn} και το αντίστοιχο διάγραμμα καμπτικών ροπών για την περίπτωση της τρίτης ιδιομορφής.



Σχήμα 6.6 Φορτίο ελέγχου κόπωσης για την 3η ιδιομορφή [kN/m] και διάγραμμα καμπτικών ροπών [kNm]

Πίνακας 6.2 Μέγιστες ορθές τάσεις και έλεγχος κόπωσης για τη διατομή 1

Διατομή 1	ΔM (kNm)	$\Delta\sigma_{Ed}$ (kPa)	$\Delta\sigma_c$ (kPa)	Έλεγχος
1η Ιδιομορφή	0.278	154.3158479	100000	0.002083264
2η Ιδιομορφή	1.82	1010.26922	100000	0.013638634
3η Ιδιομορφή	5.01	2781.01582	100000	0.037543714

Πίνακας 6.3 Μέγιστες ορθές τάσεις και έλεγχος κόπωσης για τη διατομή 2

Διατομή 2	ΔM (kNm)	$\Delta \sigma_{Ed}$ (kPa)	$\Delta \sigma_c$ (kPa)	Έλεγχος
1η Ιδιομορφή	0.295	151.5930113	100000	0.002046506
2η Ιδιομορφή	1.96	1007.194245	100000	0.013597122
3η Ιδιομορφή	5.25	2697.841727	100000	0.036420863

Πίνακας 6.4 Μέγιστες ορθές τάσεις και έλεγχος κόπωσης για τη διατομή 3

Διατομή 2	ΔM (kNm)	$\Delta \sigma_{Ed}$ (kPa)	$\Delta \sigma_c$ (kPa)	Έλεγχος
1η Ιδιομορφή	0.305	131.6925734	100000	0.00177785
2η Ιδιομορφή	1.98	854.9222798	100000	0.011541451
3η Ιδιομορφή	5.45	2353.195164	100000	0.031768135

Πίνακας 6.5 Μέγιστες ορθές τάσεις και έλεγχος κόπωσης για τη διατομή 4

Διατομή 2	ΔM (kNm)	$\Delta \sigma_{Ed}$ (kPa)	$\Delta \sigma_c$ (kPa)	Έλεγχος
1η Ιδιομορφή	0.31	98.33465504	100000	0.001327518
2η Ιδιομορφή	2.06	653.4496431	100000	0.00882157
3η Ιδιομορφή	5.73	1817.605075	100000	0.024537669

Όπως φαίνεται από τους Πίνακες 6.2 - 6.5, οι τάσεις που αναπτύσσονται λόγω αποκόλλησης στροβίλων (vortex shedding) είναι πολύ μικρότερες την αντοχής των ελασμάτων, συνεπώς δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω αυτού του φαινομένου.

6.3 Έλεγχος κόπωσης λόγω αλληλεπίδρασης ανέμου – βροχής

Ο συνδυασμός βροχής και ανέμου οδηγεί στη δημιουργία ταλαντώσεων στους αναρτήρες που οφείλεται στην αλλαγή σχήματος του καλωδίου κατά τη καθοδική ροή του νερού. Αυτές οι ταλαντώσεις δημιουργούν τάσεις στην περιοχή της σύνδεσης του καλωδίου και μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία λόγω κόπωσης. Μετά από πλήθος πειραμάτων διαπιστώθηκε πως οι ταλαντώσεις λαμβάνουν χώρα όταν συνυπάρχει βροχή με μέτριας έντασης άνεμο που πνέει υπό γωνία 20° με 60° σε σχέση με τον άξονα του καλωδίου. Οι ροές του νερού που διατρέχουν τις άνω και κάτω επιφάνειες του καλωδίου είναι ο βασικός λόγος της δημιουργίας των δονήσεων καθώς η συνεχής κίνηση των ροών αλλάζει το ενεργό σχήμα της διατομής του καλωδίου, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.7.

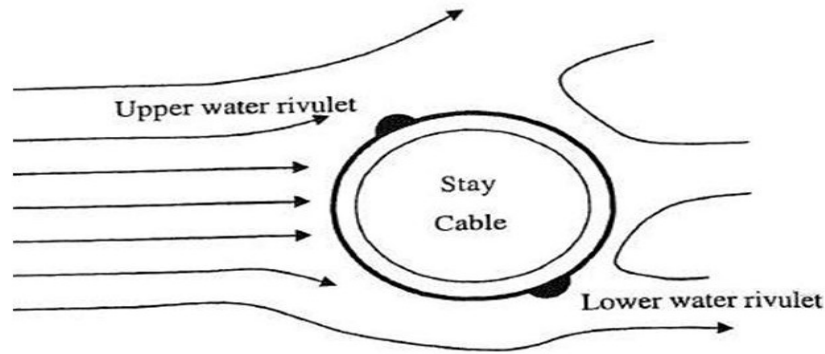
Η διαδικασία ανάλυσης και ελέγχου της κόπωσης που ακολουθείται, είναι ίδια με αυτή για τον έλεγχο λόγω αποκόλλησης στροβίλων, όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο υποκεφάλαιο (6.2). Τα δυναμικά φορτία λόγω αυτών των ταλαντώσεων υπολογίζονται από την εξίσωση 6.5 και τοποθετούνται στα μέγιστα των ιδιομορφών επί μήκους $L_w = 0.25L = 7.0$ m, όπου L το μήκος του αναρτήρα.

$$q_{dyn} = c \cdot \eta \cdot v_{crit,i}^2 \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{\pi}{\delta} \cdot k_{v,i} \quad (6.5)$$

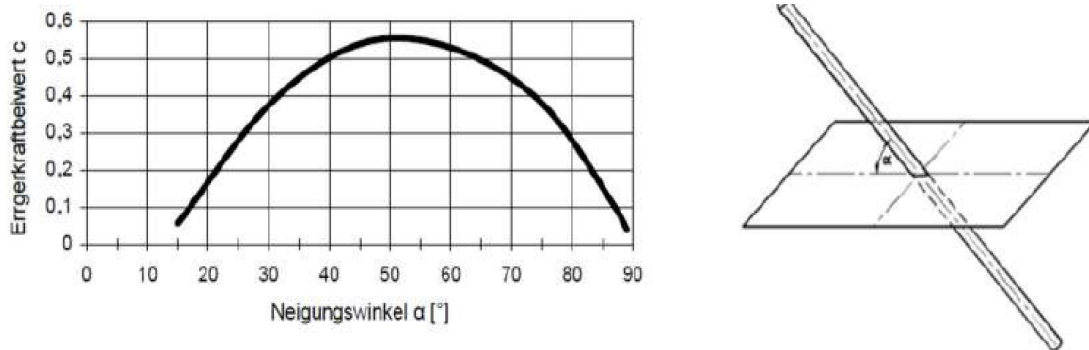
όπου:

c ο συντελεστής διέγερσης από το Σχήμα 6.8
 η εμπειρικός συντελεστής ($\eta = 1.15 \cdot 10^{-5}$)

$v_{crit,i}$ η κρίσιμη ταχύτητα ανέμου στην εξεταζόμενη ιδιομορφή
 $[v_{crit,i} = 73.5D(f_i/f_o)^{0.6}]$,
 D η διάμετρος του αναρτήρα,
 f_i ιδιοσυχνότητα αναρτήρα στην εξεταζόμενη ιδιομορφή,
 f_o ιδιοσυχνότητα αναφοράς (10 Hz),
 δ λογαριθμική απόσβεση (0.0015),
 $k_{v,i}$ 0 για $v_{crit,i} \geq 30$ m/s
ή
1 για $v_{crit,i} \leq 20$ m/s.



Σχήμα 6.7 Δημιουργία ταλαντώσεων λόγω αλληλεπίδρασης ανέμου – βροχής



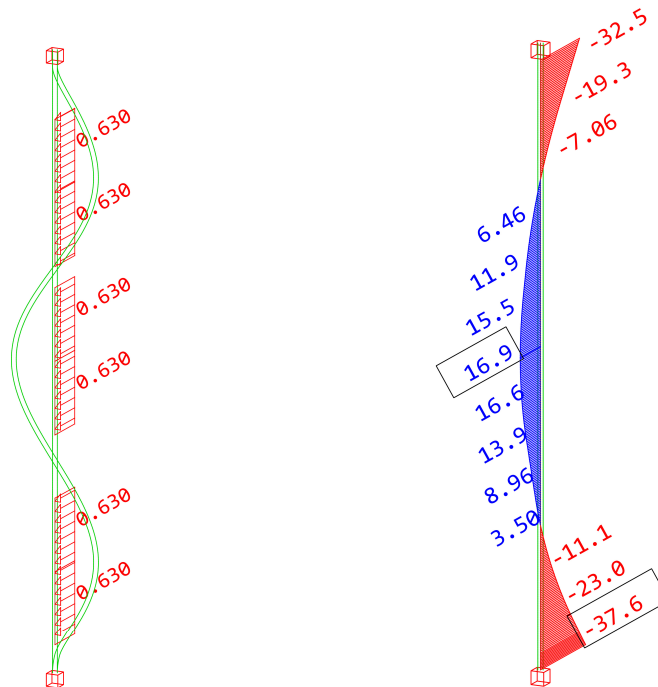
Σχήμα 6.8 Διάγραμμα προσδιορισμού του συντελεστή c [17]

Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται με τις εξισώσεις 6.3, 6.4. Στον Πίνακα 6.6 παρουσιάζονται οι υπολογισμοί των φορτίων για τις 3 ιδιομορφές που έχουν συχνότητα μικρότερη από 10 Hz.

Πίνακας 6.6 Υπολογισμός φορτίων για τις 3 ιδιομορφές

	f_i (Hz)	$v_{crit,i}$ (m/s)	$k_{v,i}$	q_{dyn} (kN/m)
1η Ιδιομορφή	2.73	2.023653617	1	0.164390819
2η Ιδιομορφή	5.48	3.074021669	1	0.379331626
3η Ιδιομορφή	8.27	3.934974254	1	0.621568496

Τα αποτελέσματα των ελέγχων για τις 4 διατομές του ελάσματος με χρήση των εξισώσεων (6.3) και (6.4) παρατίθενται στους παρακάτω Πίνακες. Στο Σχήμα 6.9 φαίνεται η εφαρμογή του φορτίου q_{dyn} και το αντίστοιχο διάγραμμα καμπτικών ροπών για την περίπτωση της τρίτης ιδιομορφής.



Σχήμα 6.9 Φορτίο ελέγχου κόπωσης για την 3η ιδιομορφή [kN/m] και διάγραμμα καμπτικών ροπών [kNm]

Πίνακας 6.7 Μέγιστες ορθές τάσεις και έλεγχος κόπωσης για τη διατομή 1

Διατομή 1	ΔM (kNm)	$\Delta \sigma_{Ed}$ (kPa)	$\Delta \sigma_c$ (kPa)	Έλεγχος
1η Ιδιομορφή	4.08	2264.779351	100000	0.030574521
2η Ιδιομορφή	14.5	8048.848182	100000	0.10865945
3η Ιδιομορφή	32	17762.9753	100000	0.239800167

Πίνακας 6.8 Μέγιστες ορθές τάσεις και έλεγχος κόπωσης για τη διατομή 2

Διατομή 2	ΔM (kNm)	$\Delta \sigma_{Ed}$ (kPa)	$\Delta \sigma_c$ (kPa)	Έλεγχος
1η Ιδιομορφή	4.18	2147.995889	100000	0.028997945
2η Ιδιομορφή	15	7708.119219	100000	0.104059609
3η Ιδιομορφή	34.3	17625.89928	100000	0.23794964

Πίνακας 6.9 Μέγιστες ορθές τάσεις και έλεγχος κόπωσης για τη διατομή 3

Διατομή 3	ΔM (kNm)	$\Delta \sigma_{Ed}$ (kPa)	$\Delta \sigma_c$ (kPa)	Έλεγχος
1η Ιδιομορφή	4.37	1886.873921	100000	0.025472798
2η Ιδιομορφή	15.9	6865.284974	100000	0.092681347
3η Ιδιομορφή	35.7	15414.50777	100000	0.208095855

Πίνακας 6.10 Μέγιστες ορθές τάσεις και έλεγχος κόπωσης για τη διατομή 4

Διατομή 4	ΔM (kNm)	$\Delta \sigma_{Ed}$ (kPa)	$\Delta \sigma_c$ (kPa)	Έλεγχος
1η Ιδιομορφή	4.53	1436.954798	100000	0.01939889
2η Ιδιομορφή	16.5	5233.941316	100000	0.070658208
3η Ιδιομορφή	37.6	11927.04203	100000	0.161015067

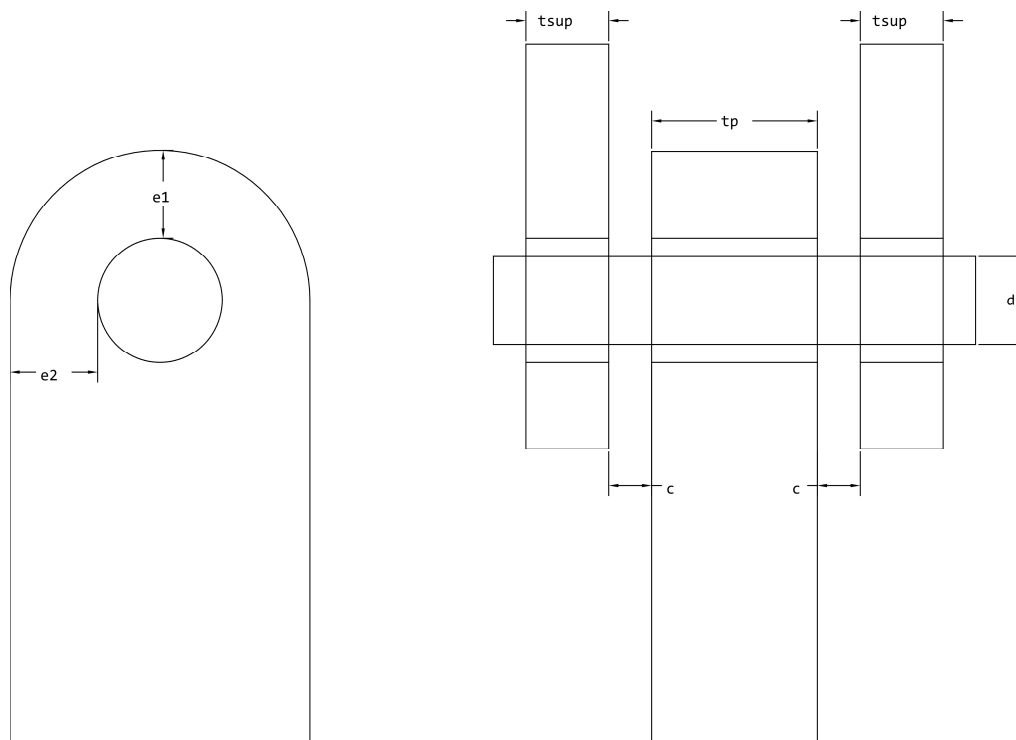
Όπως φαίνεται από τους Πίνακες 6.7 - 6.10 οι τάσεις που αναπτύσσονται λόγω της αλληλεπίδρασης ανέμου - βροχής είναι μικρότερες την αντοχής των ελασμάτων, συνεπώς δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω αυτού του φαινομένου.

7 Συνδέσεις

Στο παρόν Κεφάλαιο εξετάζονται ορισμένες τυπικές συνδέσεις της γέφυρας. Ο σκοπός των συνδέσεων είναι αφ' ενός η διαμόρφωση των μελών, αφετέρου η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων. Ως σύνδεση ορίζεται το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα μέλη του φορέα. Οι συνδέσεις υπολογίζονται με τη βοήθεια των προγραμμάτων SteelCon και Robot, σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1993-1-8 [19].

7.1 Σύνδεση καλωδίου με κύρια δοκό

Η σύνδεση καλωδίου με την κύρια δοκού πραγματοποιείται με τη χρήση πείρου. Οι πείροι διέρχονται μέσω ελασμάτων με οπές, των ονομαζόμενων στεφανιών. Τα μέλη που συνδέονται με πείρους πρέπει να συνδέονται με τέτοιο τρόπο, ώστε να αποφεύγεται η εκκεντρότητα. Στο Σχήμα 7.1 φαίνεται η γεωμετρία της σύνδεσης και παρακάτω αναφέρονται οι παράμετροι της σύνδεσης.



Σχήμα 7.1 Διαστάσεις στοιχείων που συνδέονται με πείρους

Επιλέχθηκαν οι εξής διαστάσεις:

$$e1 = 150 \text{ mm}$$

$$e2 = 200 \text{ mm}$$

$$tp = 60 \text{ mm}$$

$$tsup = 30 \text{ mm}$$

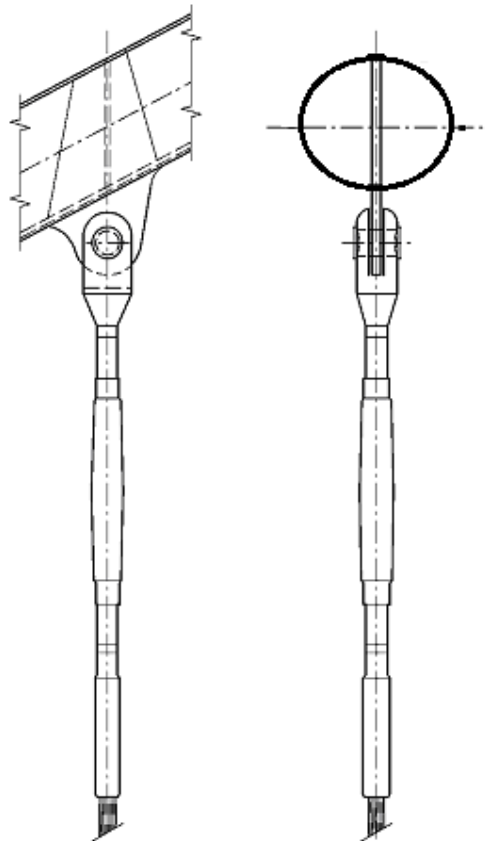
$$dp = 150$$

$$c = 10$$

Η εφελκυστική δύναμη καταπόνησης των καλωδίων είναι $F_{Ed} = 1983$ kN. Παρακάτω παρατίθενται οι υπολογισμοί από το Steelcon καθώς και ένα σκαρίφημα της σύνδεσης (Σχήμα 7.3).

Node : 1-LC : 1 Results - Unnamed-1			
Strength of Pin in shear	4325.97	Strength of Pin in bending	253.48
Shear Force on Pin	991.50	Bending Moment on Pin	39.66
Strength of Pin Plate in	2308.55	Strength of Sup. Plate in	1154.27
Shear Force on Pin Plate	1983.00	Shear Force on Sup. Plate	991.50
Pin in bending and Shear	0.08	Exit	

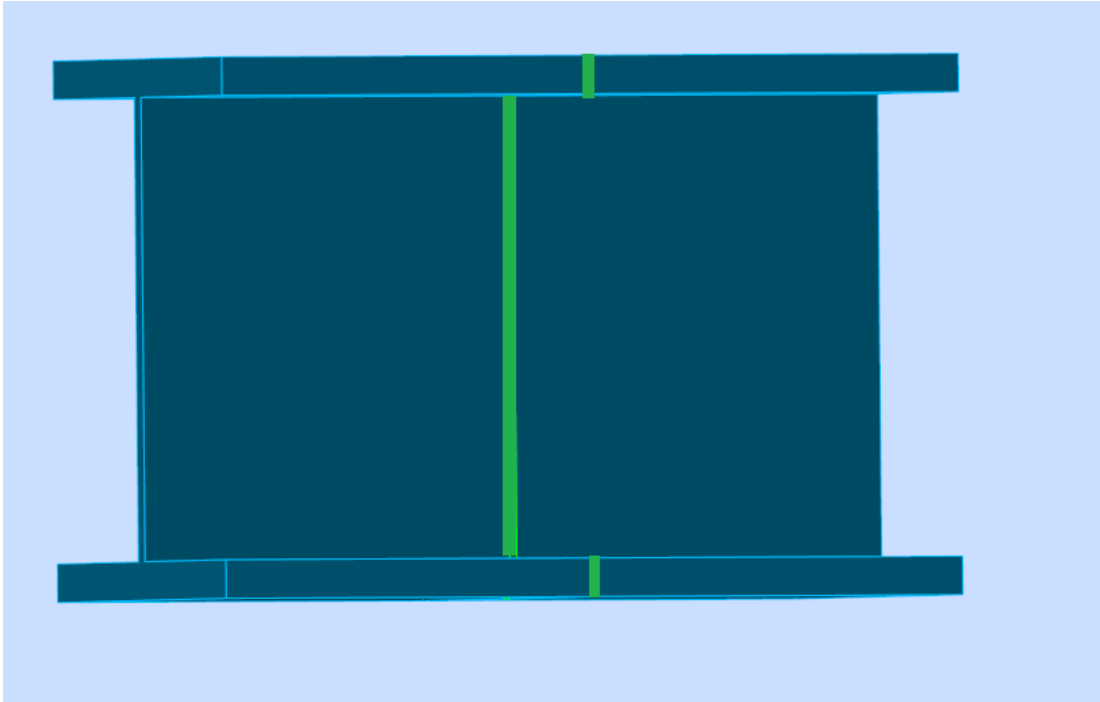
Σχήμα 7.2 Αποτελέσματα ελέγχου



Σχήμα 7.3 Σύνδεση καλωδίου με τόξο μέσω πείρου

7.2 Αποκατάσταση συνέχειας κύριας δοκού

Η αποκατάσταση συνέχειας υλοποιείται με εσωραφή πλήρους διείσδυσης. Σημαντικό ρόλο παίζει η επιλογή της θέσης που υλοποιείται η αποκατάσταση, καθώς πρέπει να αποφεύγονται οι θέσεις των μέγιστων εντατικών μεγεθών. Στο Σχήμα 7.4 προβάλλεται η τριδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης.



Σχήμα 7.4 Αποκατάσταση συνέχειας κύριας δοκού

7.3 Σύνδεση τόξου με συνδέσμους δυσκαμψίας

Η σύνδεση των τόξων με τους συνδέσμους δυσκαμψίας πραγματοποιείται με συγκόλληση εσωραφή πλήρους διείσδυσης. Ελέγχεται η απαίτηση ελάσματος ενίσχυσης του κόμβου με βάσεις της διατάξεις του Μέρους 1-8 του EC 3 (Σχήμα 7.5). Αρχικά, ελέγχεται η γεωμετρία της σύνδεσης.

Έλεγχος διαμέτρων:

$$0.2 \leq d_i / d_o = 500 / 200 = 0.25 \leq 1.0$$

Τόξο σε θλίψη:

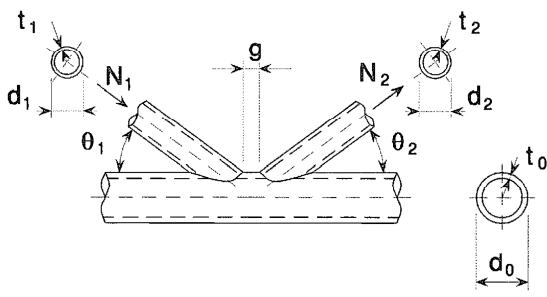
$$\text{Κατηγορία διατομής 1 και } 10 \leq 2000 / 50 = 40 \leq 50$$

Συνδέσμοι σε θλίψη:

$$\text{Κατηγορία διατομής 2}$$

Κενό μεταξύ των συνδέσμων:

$$g = 400 > t_i + t_2 = 50$$

Chord face failure - K and N gap or overlap joints	
	$N_{1,Rd} = \frac{k_g k_p f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} \left(1,8 + 10,2 \frac{d_1}{d_0} \right) / \gamma_{M5}$ $N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd}$
$\langle AC_2 \rangle$ Punching shear failure for K, N and KT gap joints and T, Y and X joints $[i = 1, 2 \text{ or } 3] \langle AC_2 \rangle$	
<p>When $d_i \leq d_0 - 2t_0$: $N_{i,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} t_0 \pi d_i \frac{1 + \sin \theta_i}{2 \sin^2 \theta_i} / \gamma_{M5}$</p>	
Factors k_g and k_p	
$k_g = \gamma^{0,2} \left(1 + \frac{0,024 \gamma^{1,2}}{1 + \exp(0,5g/t_0 - 1,33)} \right) \quad (\text{see Figure 7.6})$	
<p>For $n_p > 0$ (compression): $k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$ but $k_p \leq 1,0$ For $n_p \leq 0$ (tension): $k_p = 1,0$</p>	

Σχήμα 7.5 Διατάξεις του EC3

Από το Σχήμα 7.5:

$$n_p = 0,55 \rightarrow k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p) = 0,744$$

$$\gamma = \frac{d_0}{2t_0} = \frac{2000}{2 \cdot 50} = 20 \rightarrow k_g = \gamma^{0,2} \left(1 + \frac{0,024 \gamma^{1,2}}{1 + e^{0,5g/t_0 - 1,33}} \right) = 20^{0,2} \left(1 + \frac{0,024 \cdot 20^{1,2}}{1 + e^{0,5 \cdot 400/50 - 1,33}} \right) = 1,92$$

Έλεγχος αστοχίας τόξου:

$$N_{1,Rd} = \frac{k_g k_p f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} (1,8 + 10,2 \frac{d_1}{d_0}) / \gamma_{M5} = \frac{1,92 \cdot 0,744 \cdot 35,5 \cdot 5^2}{1} \left(1,8 + 10,2 \frac{25}{50} \right) / 1,1 = 7952,4 \text{ kN}$$

$$N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd} = \frac{\sin 90^\circ}{\sin 45^\circ} 7952,4 = \frac{1}{0,707} 7952,4 = 11248,1 \text{ kN}$$

Άρα:

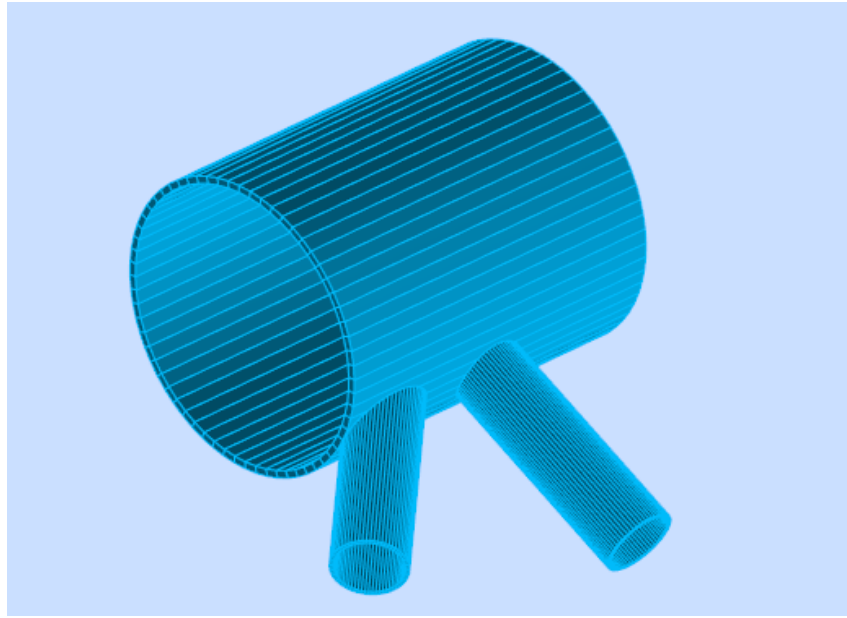
$$N_{1,Rd} = 7952,4 \text{ kN} < N_{Ed} = 2491 \text{ kN} \text{ επαρκεί}$$

$$N_{2,Rd} = 11248,1 \text{ kN} < N_{Ed} = 2491 \text{ kN} \text{ επαρκεί}$$

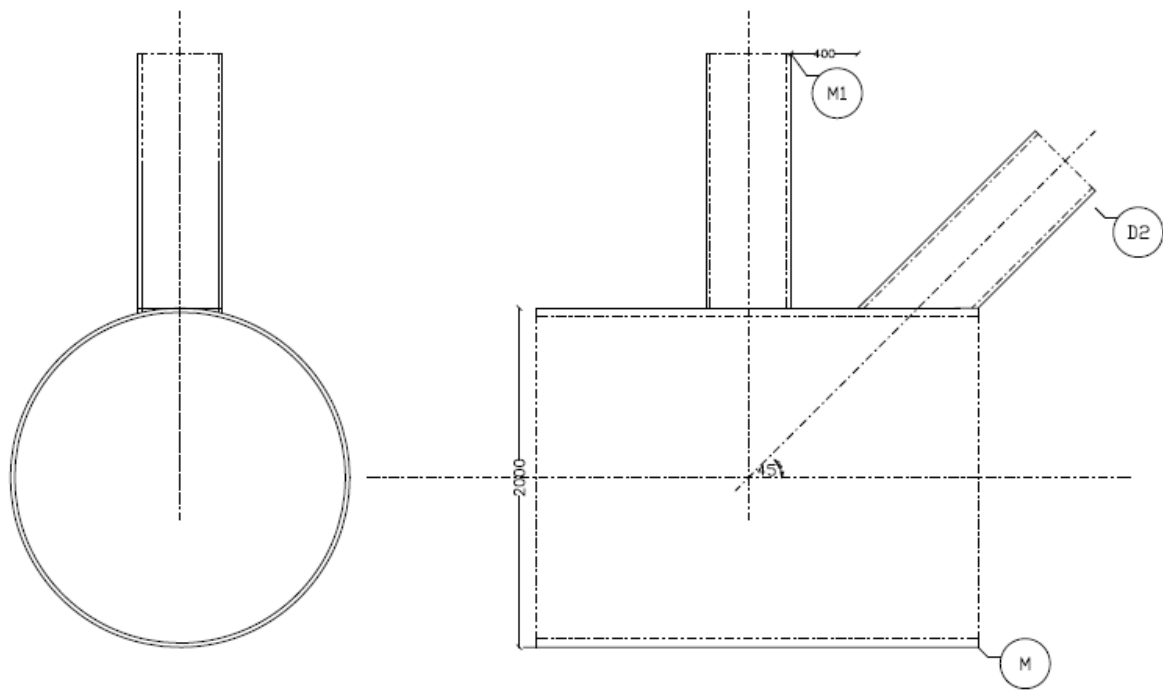
Έλεγχος διάτρησης:

Εφόσον $d_i = 500 \text{ mm} < d_0 - 2t_0 = 1900 \text{ mm}$ ο έλεγχος διάτρησης ικανοποιείται.

Αφού ικανοποιούνται οι 2 έλεγχοι, δεν απαιτείται ενίσχυση του κόμβου με πρόσθετο έλασμα. Η μόρφωση της σύνδεσης δίνεται στα Σχήματα 7.6 και 7.7.



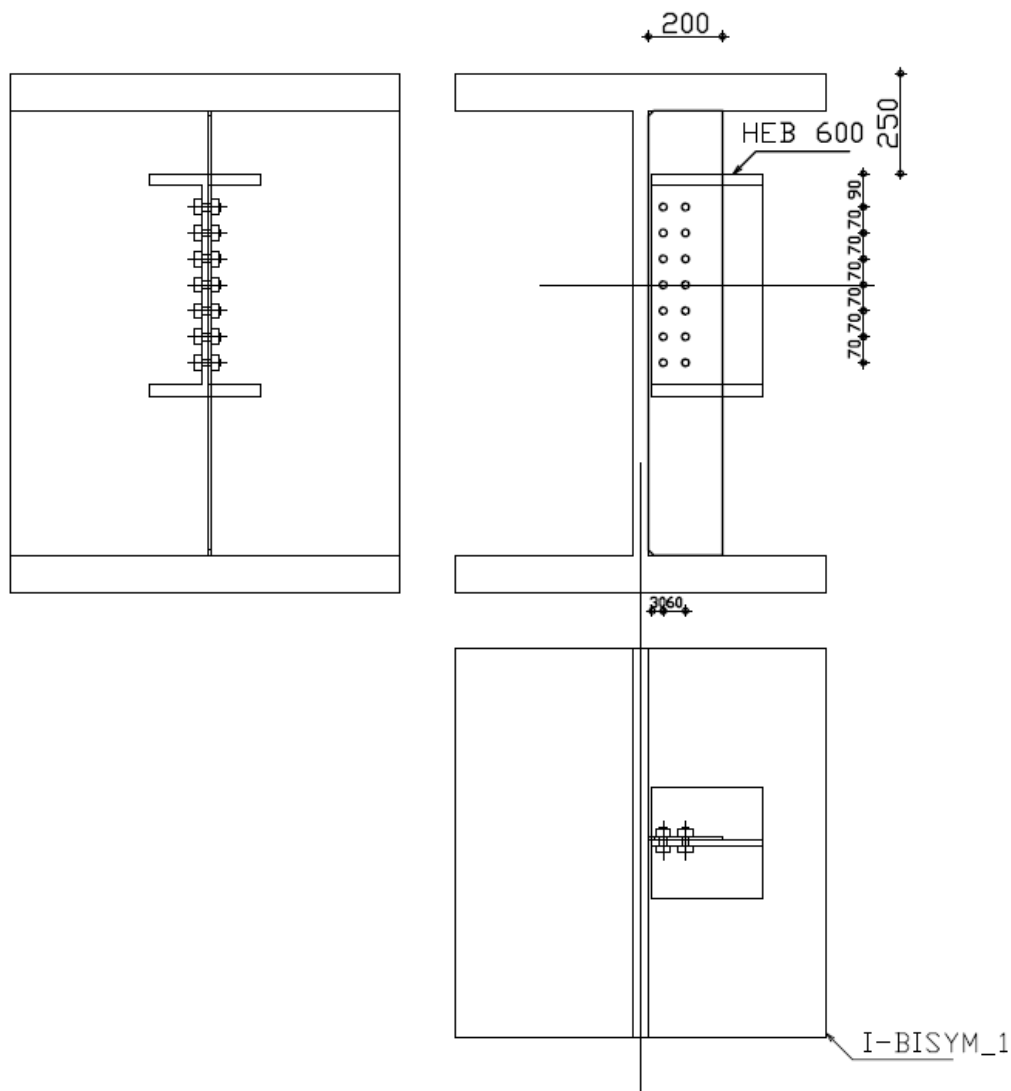
Σχήμα 7.6 Σύνδεση τόξου με συνδέσμους δυσκαμψίας



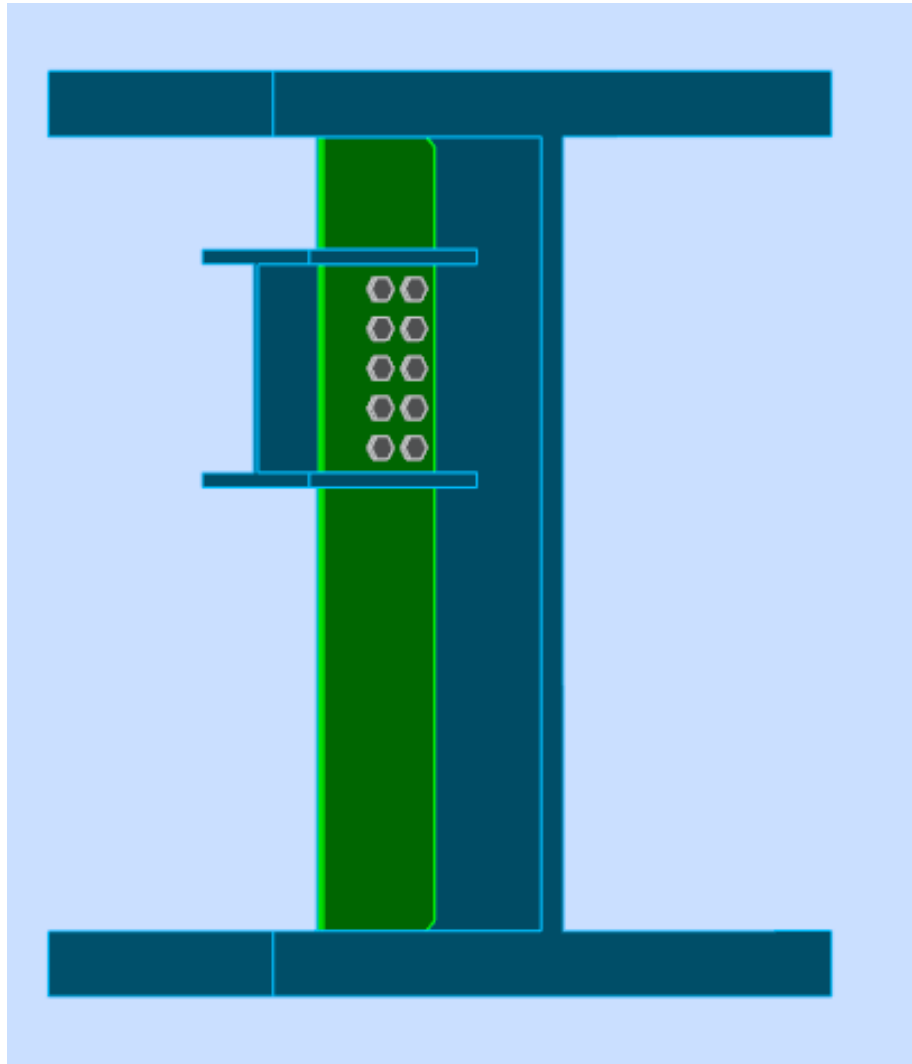
Σχήμα 7.7 Όψη και τομή της σύνδεσης [mm]

7.4 Σύνδεση δευτερεύουσας με κύρια δοκό

Οι διαδοκίδες ενώνονται με τις κύριες δοκούς μέσω συνδέσεων τέμνουσας (ή απλών συνδέσεων). Οι απλές συνδέσεις μεταφέρουν αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις από το ένα μέλος στο άλλο και ταυτόχρονα επιτρέπουν τη στροφή μεταξύ τους. Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν τοποθετηθεί σε τέτοια θέση, έτσι ώστε η πλάκα σκυροδέματος και οι κύριες δοκοί να σχηματίζουν ένα ενιαίο επίπεδο. Για τη σύνδεση επιλέχθηκαν κοχλίες M20 ποιότητας 10.9. Οι τομές μιας τυπικής σύνδεσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.8, ενώ στο Σχήμα 7.9 παρουσιάζεται η τελική μορφή της σύνδεσης, όπως αυτή προέκυψε μέσω του προγράμματος Robot.



Σχήμα 7.8 Σχέδια σύνδεσης δευτερεύουσας με κύρια δοκό [mm]



Σχήμα 7.9 Απεικόνιση τυπικής σύνδεσης δευτερεύουσας με κύρια δοκό

7.5 Στήριξη τόξων

Οι στηρίξεις των τόξων θεωρούνται ως πακτώσεις και υλοποιούνται με τον εγκιβωτισμό των τόξων σε σκυρόδεμα. Για την υλοποίηση αυτής της σύνδεσης τοποθετούνται 2 ελάσματα πάχους 6 cm τα οποία συγκολλούνται στα τόξα και εγκιβωτίζονται στο σκυρόδεμα με τη χρήση ήλων κεφαλής. Η δύναμη που καλούνται να μεταφέρουν τα ελάσματα στη στήριξη είναι $N_{Ed} = 36335$ kN. Το πλάτος ορίστηκε στα 2.5 m.

Τάση στα ελάσματα:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A_{ελ}} = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot l \cdot t} = \frac{36335}{2 \cdot 250 \cdot 6} = 12.12 \text{ kN/cm}^2$$

Πάχος συγκόλλησης:

$$t_w = 25 \text{ mm} < 0.7 t_{\min} = 0.7 \cdot 50 = 35 \text{ mm}$$

Μήκος συγκόλλησης:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{8 \cdot t_w \cdot l_w} \Rightarrow l_w = \frac{N_{Ed}}{8 \cdot \sigma \cdot t_w} = \frac{36335}{8 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 2.5} = 149 \text{ cm} = 1.49 \text{ m} \rightarrow l_w = 1.50 \text{ m}$$

Επιλέγονται ήλοι κεφαλής διαμέτρου $d = 22 \text{ mm}$ και ύψους $h_{\eta\lambda} = 200 \text{ mm}$ των οποίων η αντοχή είναι $P_{Rd} = 121.6$, όπως υπολογίστηκε στο Κεφάλαιο 4.2.

Αριθμός ήλων που απαιτείται:

$$n_{\eta\lambda} = \frac{N_{Ed}}{P_{Rd}} = \frac{36335}{121.6} = 298.8 \rightarrow n_{\eta\lambda} = 300$$

Αριθμός ήλων σε κάθε πλευρά των ελασμάτων:

$$n = \frac{300}{4} = 75$$

Επομένως, επαρκούν 5 σειρές ήλων από 15 ήλους σε κάθε σειρά.

Στη συνέχεια, ελέγχονται οι αποστάσεις των ήλων ώστε να διαπιστωθεί ότι βρίσκονται εντός των ορίων που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4 [13]. Οι επιτρεπόμενες τιμές εμφανίζονται στον Πίνακα 7.1.

Πίνακας 7.1 Γεωμετρικοί περιορισμοί διάταξης των ήλων

	min e_L	max e_L	min e_T	min c	min b_o
Ολόσωμες πλάκες	5d	$\leq 6h_c$ $\leq 800 \text{ mm}$	2.5d	20 mm	-
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο κάθετο στη δοκό)		$\leq 6(h_c + h_p)$ $\leq 800 \text{ mm}$	4d	(ό,τι ισχύει για τον οπλισμό μείον 5 mm)	50 mm

Στη διαμήκη διεύθυνση:

$$\min e_L = 5 \cdot d = 5 \cdot 2.2 = 11 \text{ cm}$$

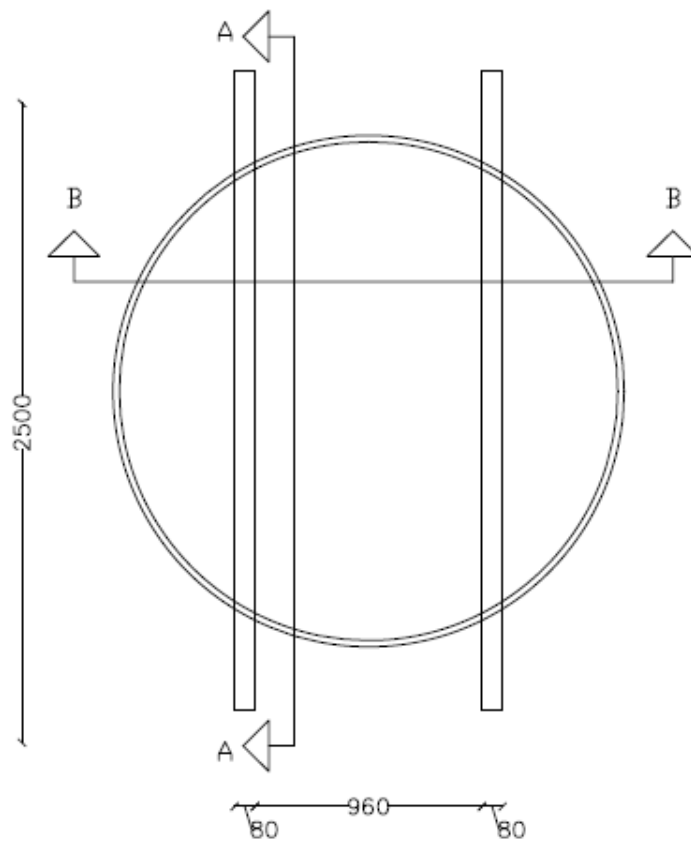
$$\max e_L = \min \{6 \times h_c, 800 \text{ mm}\} = \min \{6 \times 250, 800\} = \min \{1500, 800\} = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$$

Στη διαμήκη διεύθυνση:

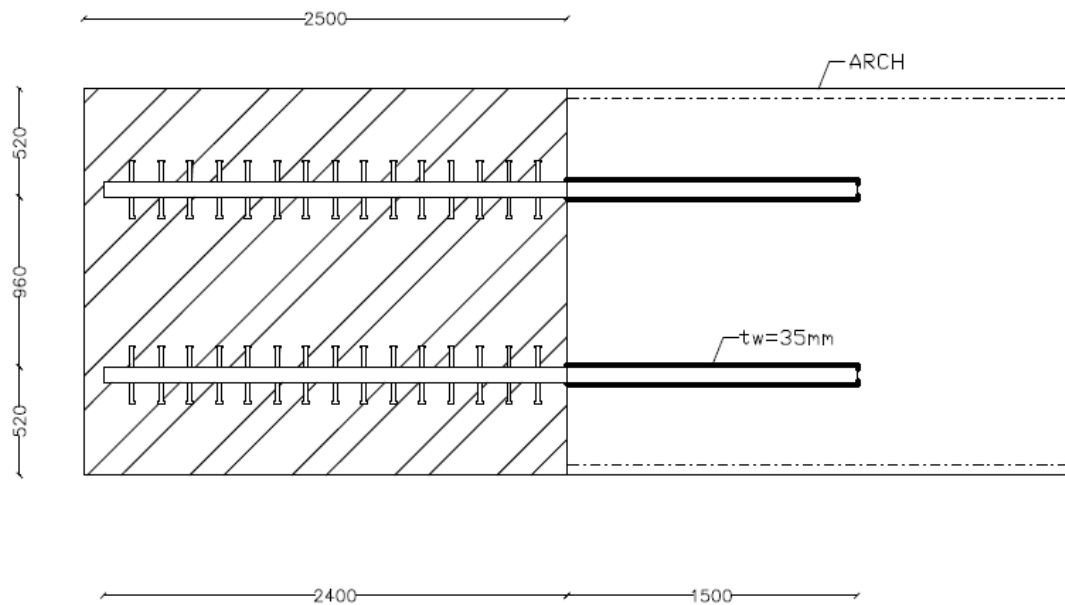
$$\min e_T = 2.5 \cdot d = 2.5 \cdot 2.2 = 5.5 \text{ cm}$$

$$\max e_T = 9 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 9 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \cdot 8 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 58.6 \text{ cm}$$

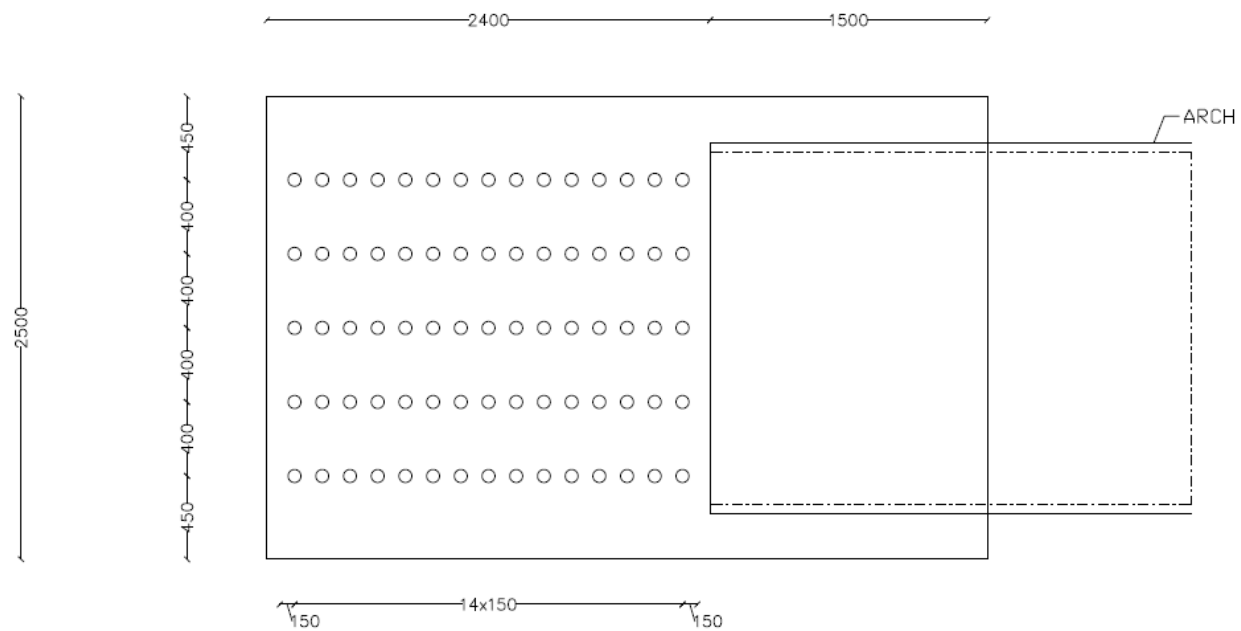
Με βάση τις γεωμετρικές απαιτήσεις επιλέγεται διαμήκης απόσταση ήλων $e_L = 15 \text{ cm}$ και εγκάρσια απόστασης $e_T = 40 \text{ cm}$. Η υλοποίηση της σύνδεσης παρουσιάζεται στα Σχήματα 7.10, 7.11 και 7.12.



Σχήμα 7.10 Κάτοψη σύνδεσης [mm]



Σχήμα 7.11 Τομή Α – Α [mm]



Σχήμα 7.12 Τομή Β – Β [mm]

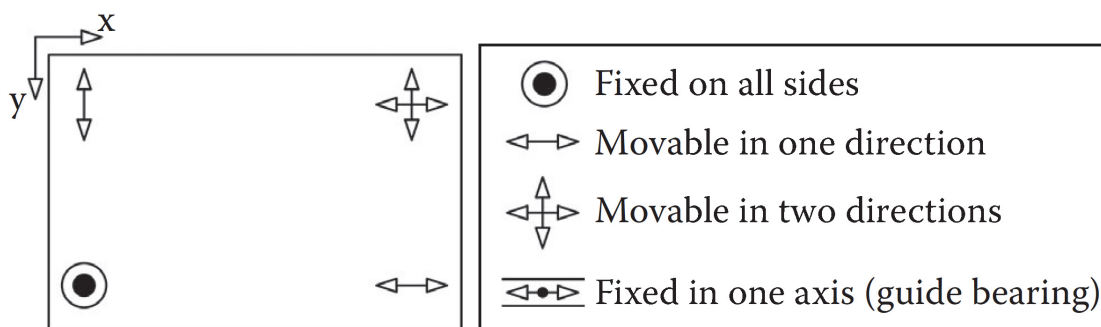
8 Εφέδρανα

8.1 Εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς (pot bearings)

Τα εφέδρανα είναι τα δομικά στοιχεία τα οποία επιτρέπουν την μεταφορά των φορτίων της ανωδομής στα βάθρα στήριξης, ενώ ταυτόχρονα επιτρέπουν τις μετακινήσεις και τις στροφές που οφείλονται σε αυτά τα φορτία. Τις περασμένες δεκαετίες χρησιμοποιούνταν ευρέως χαλύβδινα σταθερά, κυλινδρικά ή σφαιρικά εφέδρανα τα οποία όμως έχουν αντικατασταθεί από σύγχρονα εφέδρανα μεγαλύτερης ανθεκτικότητας τα οποία αποτελούνται από συνδυασμό υλικών, όπως πλαστικά ή ελαστομερή. Το πρότυπο EN 1337 καλύπτει τα θέματα πιστοποίησης, κατασκευής, μεταφοράς και τοποθέτησης των εφεδράνων.

Στη γέφυρα που μελετήθηκε επιλέχθηκε η τοποθέτηση εφεδράνων εγκιβωτισμένου ελαστομερούς (pot bearings). Τα εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς βασίζονται στην ιδιότητα του φυσικού καουτσούκ να συμπεριφέρεται ως ασυμπίεστο υγρό όταν τοποθετείται σε ένα κλειστό δοχείο και έχουν τη δυνατότητα να μεταφέρουν μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις σε μικρή επιφάνεια. Οι διαστάσεις τους καθορίζονται από την επιτρεπόμενη αντοχή του σκυροδέματος της υποδομής. Από στατική άποψη συμπεριφέρονται ως αρθρώσεις, επιτρέποντας τη στροφή και δεσμεύοντας τις 3 μετακινήσεις. Με την εισαγωγή μιας πλάκας ολίσθησης από τεφλόν, το εφέδρανο μπορεί να λειτουργήσει και ως κύλιση [3].

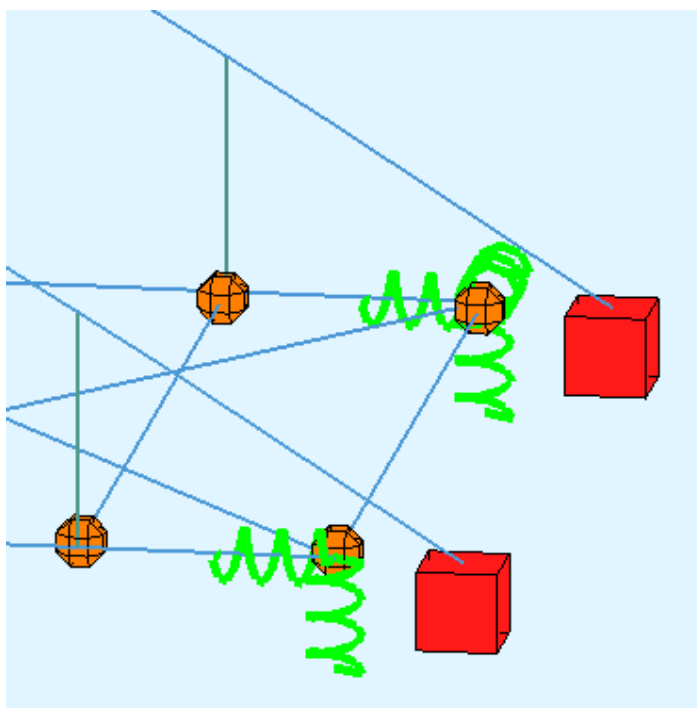
Στις γέφυρες απαιτείται τόσο η παραλαβή των οριζόντιων και κατακόρυφων φορτίων όσο και η ελεύθερη μετακίνηση του καταστρώματος για την αποφυγή της δημιουργίας δυνάμεων καταναγκασμού. Ένα τυπικό παράδειγμα διάταξης των εφεδράνων, το οποίο εφαρμόστηκε στην παρούσα εργασία, δίνεται στο Σχήμα 8.1, όπου οι κατακόρυφες δράσεις παραλαμβάνονται από 4 εφέδρανα και τα οριζόντια από 3. Παράλληλα το κατάστρωμα μπορεί να εκτονωθεί ελεύθερα κατά τη διαμήκη και την εγκάρδια διεύθυνση.



Σχήμα 8.1 Διάταξη εφεδράνων [3]

8.2 Διαστασιολόγηση

Για τον υπολογισμό των δυνάμεων και μετακινήσεων που τα καταπονούν, τα εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς προσομοιώθηκαν ως ελατήρια μεγάλης στιβαρότητας στα οποία στηρίζονται οι κύριες δοκοί [12]. Ένα παράδειγμα διάταξης των ελατηρίων δίνεται στο Σχήμα 8.2. Από την ανάλυση σε ΟΚΑ λαμβάνεται την μέγιστη τιμή κατακόρυφης και οριζόντιας δύναμης που ασκείται στα ελατήρια και με βάση αυτή επιλέγεται το κατάλληλο εφέδρανο.



Σχήμα 8.2 Προσομοίωση εφεδράνων

Επιλέχθηκαν εφέδρανα της εταιρείας MK4 τα οποία είναι πλήρως εναρμονισμένα με τις απαιτήσεις του πρότυπου EN 1337 [20]. Τα εφέδρανα χωρίζονται σε 3 κατηγορίες:

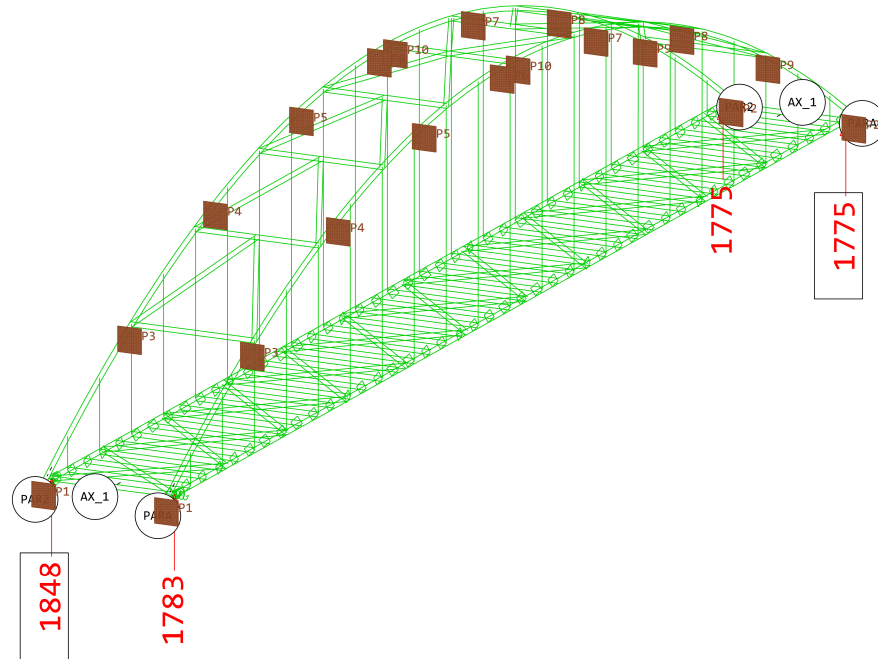
- | | |
|----------|---|
| 1. PF | Δέσμευση σε όλες τις διευθύνσεις. |
| 2. PG/PT | Ελευθερία κίνησης σε μία διεύθυνση (διαμήκης/εγκάρσια). |
| 3. PM | Ελευθερία κίνησης σε 2 διευθύνσεις. |

Με βάση το Σχήμα 8.1, στη γέφυρα θα τοποθετηθεί ένα εφέδρανο που δεσμεύει την κίνηση στις 3 διευθύνσεις (PF), ένα εφέδρανο που επιτρέπει την κίνηση στη διαμήκη (PG) και ένα στην εγκάρσια διεύθυνση (PT), καθώς και ένα που επιτρέπει την κίνηση στις 2 οριζόντιες διευθύνσεις (PM). Η επιλογή του κατάλληλου εφεδράνου εγκιβωτισμένου ελαστομερούς πραγματοποιείται από Πίνακες της εταιρείας με βάση την μέγιστη κατακόρυφη δύναμη που δέχεται σε ΟΚΑ (Σχήμα 8.3), καθώς και τον περιορισμό της οριζόντιας δύναμης (Σχήμα 8.4) η οποία δεν πρέπει να ξεπερνάει το 10% της αντοχής σε κατακόρυφη δύναμη του εφεδράνου.

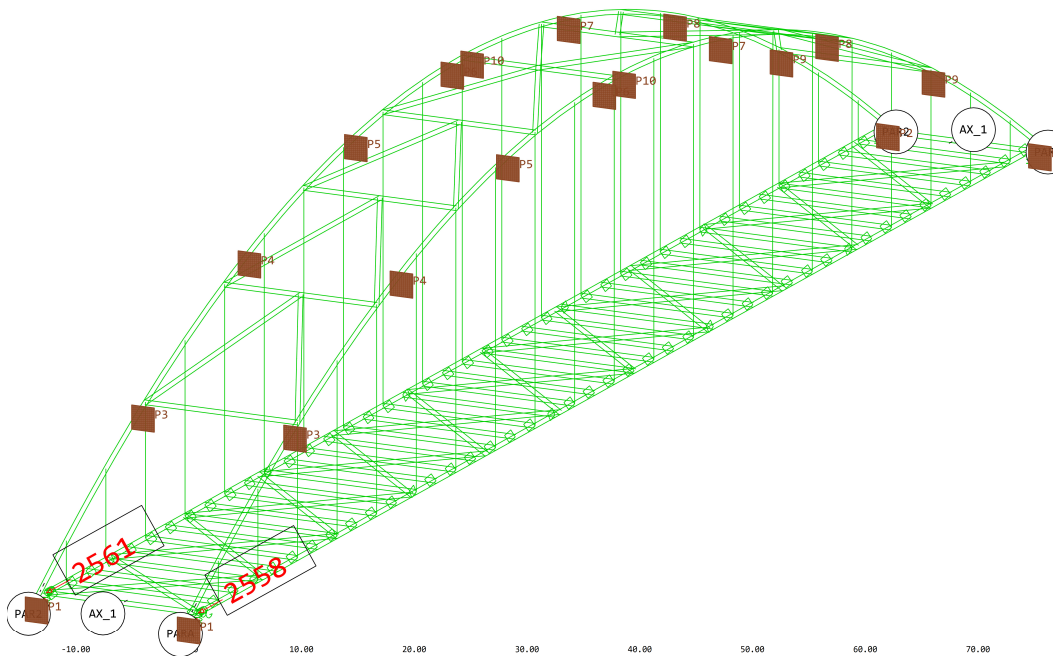
Ενδεικτικά, παρατίθεται η διαστασιολόγηση ενός εφεδράνου PF με τη βοήθεια του Πίνακα 8.1. Η κατακόρυφη δύναμη που δέχεται το εφέδρανο ισούται με $V = 1783 \text{ kN}$ και η οριζόντια με $H = 2558 \text{ kN}$. Επειδή η οριζόντια δύναμη δεν μπορεί να ξεπερνά το 10%

της μέγιστης κατακόρυφης, επιλέγεται με βάση τον Πίνακα 8.1 εφεδράνο PF28000, το οποίο έχει αντοχή σε κατακόρυφη δύναμη $V_{max} = 28000$ kN και αντοχή σε οριζόντια $H_{max} = 10\%V_{max} = 2800$ kN.

Στο Σχήμα 8.5 φαίνεται η εφαρμογή ενός εφεδράνου εγκιβωτισμένου ελαστομερούς.



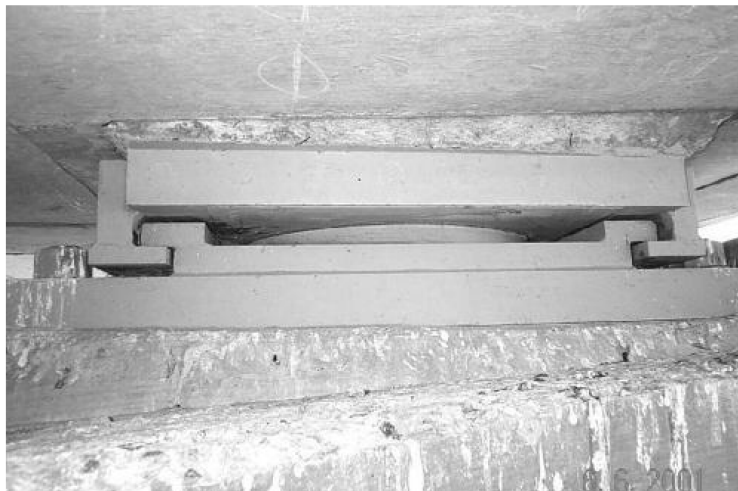
Σχήμα 8.3 Μέγιστες κατακόρυφες δυνάμεις εφεδράνων [kN]



Σχήμα 8.4 Μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις εφεδράνων [kN]

Πίνακας 8.1 Αντοχές και διαστάσεις εφεδρών MK4 [20]

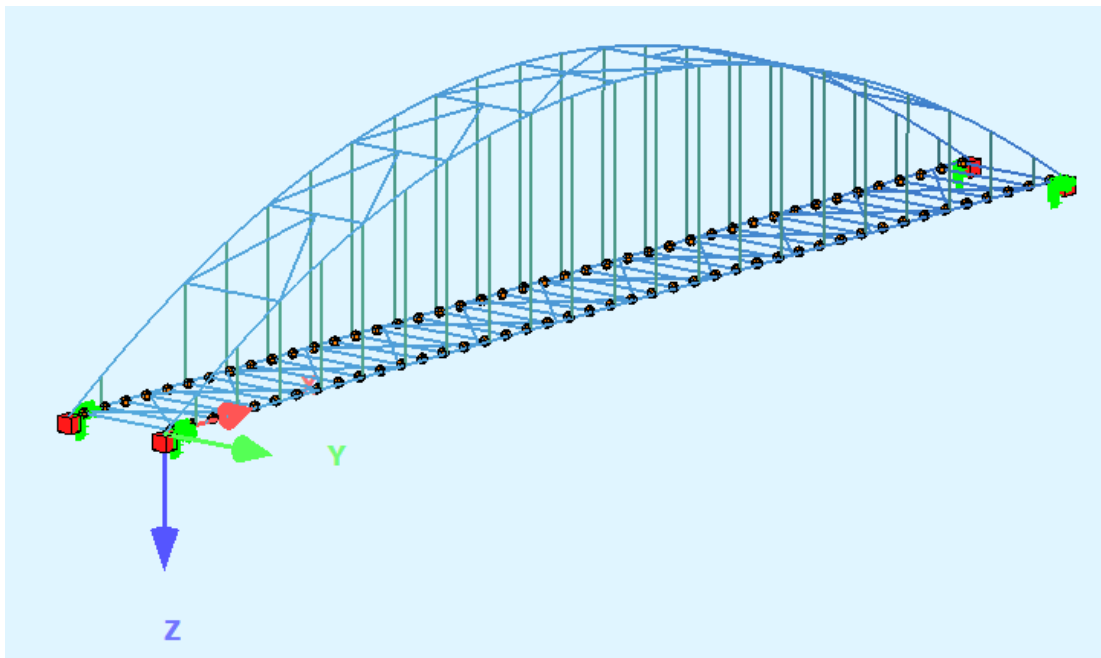
Fixed	General dimensions (mm)				Weight
	D2	L5	B5	H	Kg
PF500	201	201	201	80	29
PF1000	251	251	251	80	40
PF1500	251	251	251	80	40
PF2000	323	323	323	85	61
PF2500	333	333	333	85	65
PF300	352	352	352	85	71
PF3500	385	385	385	89	86
PF4000	426	426	426	90	102
PF4500	434	434	434	90	106
PF5000	468	468	468	99	133
PF6000	507	507	507	99	153
PF7000	544	544	544	99	182
PF8000	582	582	582	105	219
PF9000	613	613	613	117	264
PF10000	641	641	641	117	285
PF12000	704	704	704	132	387
PF14000	772	772	772	137	476
PF16000	824	824	824	147	593
PF18000	873	873	873	157	708
PF20000	913	913	913	158	779
PF24000	1002	1002	1002	167	975
PF28000	1073	1073	1073	189	1274
PF32000	1164	1164	1164	199	1547
PF36000	1229	1229	1229	209	1860
PF40000	1329	1329	1329	219	2232
PF45000	1378	1378	1378	230	2554
PF50000	1461	1461	1461	240	2954
PF55000	1550	1550	1550	279	3849
PF60000	1568	1568	1568	279	3949
PF65000	1676	1676	1676	289	4597
PF70000	1693	1693	1693	289	4703



Σχήμα 8.5 Εφαρμογή εφεδράνου εγκιβωτισμένου ελαστομερούς [23]

9 Απόλεια καλωδίου

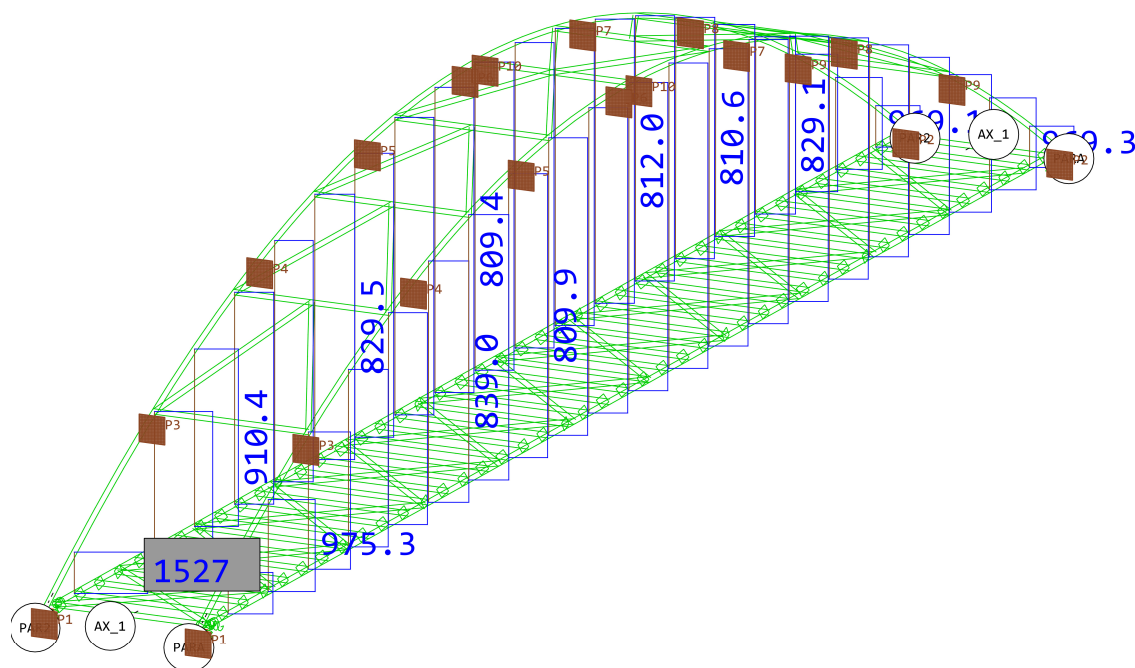
Για τον έλεγχο απώλειας καλωδίου, πραγματοποιήθηκε ανάλυση της γέφυρας χωρίς το καλώδιο που δέχεται τη μεγαλύτερη ένταση υπό τα μειωμένα φορτία των τυχηματικών συνδυασμών σε ΟΚΑ του Κεφαλαίου 2.5. Από το Κεφάλαιο 4.2 της διαστασιολόγησης των αναρτήρων, προκύπτει πως το δυσμενέστερο καλώδιο είναι το 2ο και αυτό αφαιρείται από το προσομοίωμα (Σχήμα 9.1).



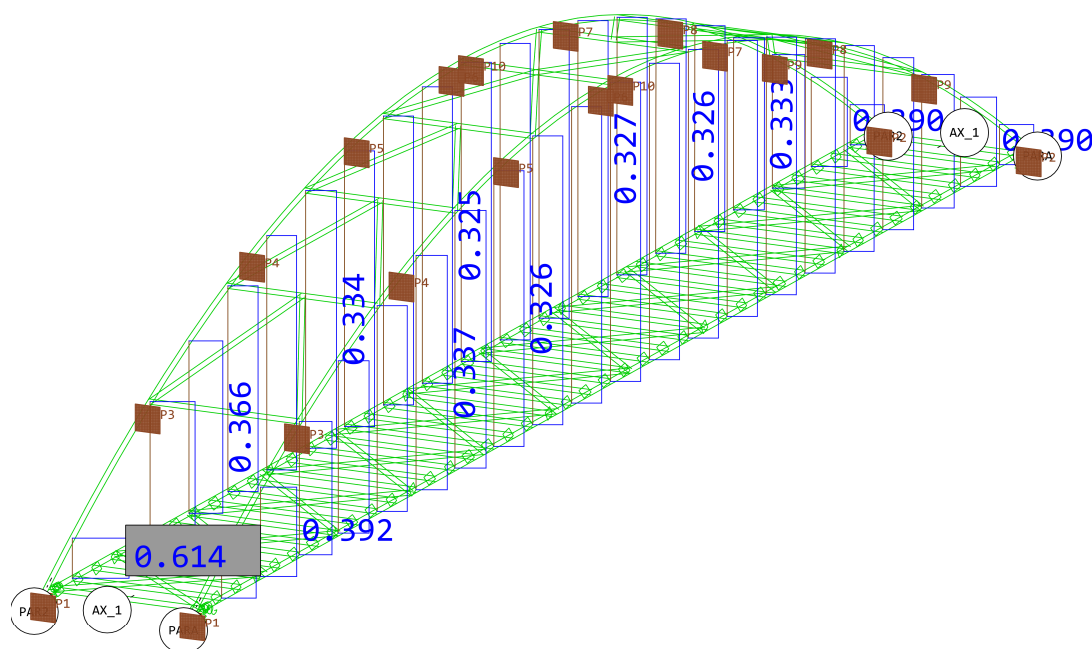
Σχήμα 9.1 Προσομοίωμα για απώλεια καλωδίου

Η εντατική κατάσταση των καλωδίων που προκύπτει παρουσιάζεται στο Σχήμα 9.2. Η μέγιστη αξονική δύναμη ισούται με $N_{Ed} = 1527 \text{ kN}$, ενώ η αντοχή των καλωδίων είναι η εξής: $N_{pl,Rd} = A \cdot f_y = 0.002376 \text{ m}^2 \cdot 1300000 \text{ kPa} = 3088.8 \text{ kN}$, συνεπώς επαρκούν τα καλώδια στη περίπτωση απώλειας ενός καλωδίου.

Στο Σχήμα 9.3 φαίνονται οι αντίστοιχοι συντελεστές αξιοποίησης από την ανάλυση του Aqb.



Σχήμα 9.2 Αξονικές δυνάμεις καλωδίων [kN]



Σχήμα 9.3 Συντελεστές αξιοποίησης καλωδίων

10 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π. (2016). «Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι. (2005). «Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. EN 1990, Ευρωκώδικας 0, «Βάσεις σχεδιασμού», CEN 2002.
6. EN 1991-2, Ευρωκώδικας 1, «Γενικές δράσεις», Μέρος 2, «Φορτία κυκλοφορίες σε γέφυρες», CEN 2003.
7. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4, «Γενικές δράσεις - δράσεις ανέμου», CEN 2002.
8. EN 1991-1-5, Ευρωκώδικας 1, «Γενικές δράσεις», Μέρος 1-5, «Θερμικές δράσεις», CEN 2002.
9. EN 1992-1-1, Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια», CEN 2005.
10. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια», CEN 2005.
11. EN 1993-1-9, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-9, «Κόπωση», CEN 2005.
12. EN 1993-2, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 2, «Χαλύβδινες Γέφυρες», CEN 2006.
13. EN 1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια», CEN 2004.
14. EN 1994-2, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 2, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για γέφυρες», CEN 2004.
15. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια», CEN 2004.
16. EN 1998-1-2, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών», Μέρος 1-2, «Γέφυρες», CEN 2004.
17. Παπαγεωργίου Ι. (2015). «Σχεδιασμός Σύμμικτης Καλωδιωτής Πεζογέφυρας στον Τάμεση». Διπλωματική Εργασία, Επιβλέπων Καθηγητής: Βάγιας Ι., ΕΜΠ.
18. Εγχειρίδια χρήσης του προγράμματος SOFiStiK Version 2018, Νυρεμβέργη, 2018.
19. Εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος SteelCon Version 2016.320, Μόναχο, 2016.
20. Εγχειρίδιο εφαρμογής εφεδράνων MK4, Βαρκελώνη, 2013.
21. Fu C.C., Wang S. (2015). «Computational Analysis and Design of Bridges Structures». CRC Press, Boca Raton.
22. Lebet J.-P., Hirt M.A. (2013). «Steel Bridges: Conceptual and Structural Design of Steel and Steel-Concrete Composite Bridges». EPFL Press, Lausanne.
23. Chen W.-F., Duan L. (2014). «Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Substructure Design». CRC Press, Boca Raton.

24. Chen W.-F., Duan L. (2014). «Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Superstructure Design». CRC Press, Boca Raton.